

	<p><b>BRL ingénierie</b></p> <p><b>1105 Av Pierre Mendès-France BP 94001</b>  <b>30001 NIMES CEDEX 5</b></p>

<p><b>Date de création du document</b></p>	<p><b>01/11/2017</b></p>
<p><b>Contact</b></p>	<p><b>DP ou CA</b></p>

<p><b>Titre du document</b></p>	<p><b>AVANT PROJET</b></p>
<p><b>Référence du document :</b></p>	<p><b>A00071_AVP_indD</b></p>
<p><b>Indice :</b></p>	<p><b>D</b></p>

Date émission	Indice	Observation	Dressé par	Vérifié et Validé par
22/12/2017	A	Version intégrant les remarques de la réunion COTECH du 20/12/17	MGI	JJA
05/02/2018	B	Version finale intégrant les remarques du Maître d'Ouvrage recensées dans le mail du 29/12/17	MGI	JJA
26/02/2018	C	Version finale avec reprises suite COPIL du 22/02/18	MGI	JJA
11/04/2018	D	Version définitive avec intégration des remarques post-COPIL	MGI	JJA

# **AUGMENTATION DE LA CAPACITE D'EVACUATION ET AUTOMATISATION DU PERTUIS DE LA FOURCADE - AVANT PROJET**

<b>1. OBJET.....</b>	<b>1</b>
<b>2. CONCEPTION DU PERTUIS.....</b>	<b>2</b>
2.1 Description générale de l'ouvrage	2
2.2 Vantelleries, automatisation et instrumentation	2
<b>2.2.1 Vantellerie</b>	<b>2</b>
<b>2.2.2 Instrumentation</b>	<b>5</b>
<b>2.2.3 Electricité</b>	<b>6</b>
<b>2.2.4 Automatisme</b>	<b>7</b>
<b>2.2.5 Télégestion</b>	<b>8</b>
<b>2.2.6 Supervision</b>	<b>9</b>
2.3 Optimisation hydraulique	11
<b>2.3.1 Contexte</b>	<b>11</b>
<b>2.3.2 Rappels des hypothèses</b>	<b>11</b>
<b>2.3.3 Optimisation de l'aménagement</b>	<b>12</b>
<b>2.3.4 Conclusion</b>	<b>19</b>
2.4 Franchissement piscicole	20
<b>2.4.1 Impacts de l'ouvrage actuel et enjeux biologiques</b>	<b>20</b>
<b>2.4.2 Géométrie de la passe à poissons et fonctionnalité</b>	<b>23</b>
2.5 Géotechnique	29
<b>2.5.1 Contenu de la mission</b>	<b>29</b>
<b>2.5.2 Résultats des investigations géotechniques et enquêtes</b>	<b>32</b>
<b>2.5.3 Application aux ouvrages géotechniques – recommandations</b>	<b>38</b>
2.6 Génie-civil	42
<b>2.6.1 Principes généraux</b>	<b>42</b>
<b>2.6.2 Hypothèses</b>	<b>42</b>
<b>2.6.3 Fondations</b>	<b>43</b>
<b>2.6.4 Pertuis et passes piscicoles</b>	<b>43</b>
<b>2.6.5 Chaussée</b>	<b>45</b>
<b>2.6.6 Abords</b>	<b>46</b>
<b>3. AMENAGEMENTS CONNEXES EN AMONT ET AVAL DE L'OUVRAGE .....</b>	<b>48</b>

3.1	Déplacement de l'épi Est	48
3.1.1	<b>Choix de conception</b>	<b>48</b>
3.1.2	<b>Disposition constructives</b>	<b>48</b>
3.1.3	<b>Volumes</b>	<b>50</b>
3.1.4	<b>Estimations des travaux</b>	<b>50</b>
3.1.5	<b>Impact foncier de l'épi</b>	<b>51</b>
3.1.6	<b>Prestations complémentaires</b>	<b>51</b>
3.2	réaménagement de l'entonnement amont rive gauche	52
3.2.1	<b>Interventions prévues sur la rive gauche amont</b>	<b>52</b>
3.2.2	<b>Dispositions en phase travaux</b>	<b>54</b>
<b>4.</b>	<b>PHASAGE DES TRAVAUX .....</b>	<b>56</b>
4.1	Ordonnancement	56
4.2	Continuité de l'accès à la digue à la mer	57
4.3	Délais	60
<b>5.</b>	<b>CHIFFRAGE.....</b>	<b>61</b>
	<b>ANNEXES .....</b>	<b>62</b>
<b>1.</b>	<b>LEVES TOPOGRAPHIQUE ET BATHYMETRIQUES.....</b>	<b>63</b>
<b>2.</b>	<b>ETUDE GEOTECHNIQUE FONDASOL .....</b>	<b>64</b>
<b>3.</b>	<b>PIECES GRAPHIQUES DE AMENAGEMENTS PROJETES.....</b>	<b>65</b>
<b>4.</b>	<b>ESTIMATIONS .....</b>	<b>66</b>

## TABLE DES ILLUSTRATIONS

### LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Débit dans le pertuis en fonction de la superficie des ouvertures hydrauliques (cote étang 1.00 mNGF / cote marine : 0.00 mNGF).....	13
Figure 2 : Comparaison des vitesses d'écoulement dans le Grau entre l'état actuel et l'état aménagé, pour le scénario hydrologique n°3 .....	17
Figure 3 : Comparaison des vitesses d'écoulement dans le Grau entre l'état actuel et l'état aménagé, pour le scénario hydrologique n°1 .....	18
Figure 4 : Débit (m <sup>3</sup> /s) dans le pertuis en fonction en état actuel et état aménagé .....	19
Figure 5 : Schémas en plan de la passe à macrorugosités proposée au droit du Pertuis de la Fourcade.....	25
Figure 6 : Schémas en coupe de la passe à macrorugosités et de la passe à anguilles proposées au droit du Pertuis de la Fourcade.....	26
Figure 7 : Fonctionnement au quotidien du dispositif .....	27
Figure 6 : Fréquence pluriannuelle de fonctionnement de la passe à macrorugosités durant la période de migration de janvier à mai (2006 à 2016) .....	28
Figure 9 : Plan de localisation de la zone d'étude .....	30
Figure 10 : Implantation des sondages géotechniques réalisés par Fondasol 2016.....	31
Figure 11 : Extrait de la carte géologique - source : BRGM.....	33
Figure 12 : Zonage sismique de la France (décret du 1er mai 2011) .....	41
Figure 13 : Schéma du pertuis projeté - vue en plan.....	42
Figure 14 : Profil en long d'une passe du pertuis projeté.....	44
Figure 15 : Puits de lumière sur les passes à poissons.....	45
Figure 16 : Plan de l'épi Est (source Services maritimes 13 – avril 2005) .....	49
Figure 17 : Reprise de l'entonnement amont rive droite .....	52
Figure 18 : photo avec alignement de la future berge en rive droite (prise depuis l'axed du futur pertuis) .....	53
Figure 19 : schéma de principe du soutènement de berge par tunage.....	54
Figure 20 : Phase 2 des travaux : construction du pertuis coté Est.....	56
Figure 21 : Phase 3 des travaux : construction du pertuis coté Oust.....	57
Figure 22 - Coupe transversale courante sur déviation provisoire - solution 1.....	57
Figure 23 – Implantation des deux solutions de déviations provisoires .....	58
Figure 24 - Coupe transversale courante sur déviation provisoire - solution 2.....	59

### LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Scénarios hydrologiques .....	12
Tableau 2 : Débit (m <sup>3</sup> /s) dans le pertuis en fonction du nombre de passes .....	15
Tableau 3 : Tableau de synthèse des capacités de nage des espèces ciblées.....	20
Tableau 4 : Côtes en tête des différents sondages réalisés par Fondasol 2016.....	31
Tableau 2 : Enquête documentaire - la commune face aux risques .....	32
Tableau 6 : Lithologie enregistrée à partir des sondages de reconnaissances-Fondadol 2016.....	34
Tableau 7 : Essais de perméabilité -Fondasol 2016.....	35
Tableau 8 : Résultats des essais en laboratoire.....	37

Tableau 9 : Exigence de vérification de l'absence de risque potentiel de liquéfaction - extrait du rapport : Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques .....	41
Tableau 10 : tableau comparatif des solutions de déviations provisoires .....	60

## 1. OBJET

---

Le Plan Rhône intègre un volet d'actions pour le ressuyage des eaux déversées dans les zones protégées. C'est dans ce contexte que le Parc Naturel Régional de Camargue (PNRC) a assuré la maîtrise d'ouvrage d'une étude générale d'amélioration du ressuyage en Camargue insulaire.

Cette étude, réalisée par BRL Ingénierie en 2013, a mis en évidence, entre autres actions prioritaires sur ce territoire, la nécessité d'augmentation de la capacité d'évacuation gravitaire à la mer par la réhabilitation des pertuis de la Comtesse et de la Fourcade, avec augmentation de la capacité d'évacuation et automatisation du pertuis de la Fourcade.

Concernant le pertuis de la Comtesse, les études de diagnostic et d'avant-projet ont déjà été engagées.

Le diagnostic portant sur le doublement de la capacité hydraulique du Pertuis de la Fourcade a été réalisé par BRL Ingénierie en février 2017. L'étude conclut sur la nécessité de démolir l'ouvrage et de construire un nouveau pertuis.

Le présent rapport porte sur les études d'avant-projet pour l'augmentation de la capacité d'évacuation et l'automatisation du pertuis de la Fourcade.

Cette action s'inscrit dans un cadre de gouvernance particulier, le SYMADREM portant la maîtrise d'ouvrage de l'opération, en partenariat avec le PNRC, qui portera quant à lui la réalisation des dossiers réglementaires et l'élaboration des règlements d'eau.

D'autre part, une étude de création d'un dispositif de continuité écologique et de franchissement pour alevins et poissons au droit du pertuis de la Fourcade, portée par la commune des Saintes Maries de la Mer, et réalisée par BRL Ingénierie, s'est achevée en septembre 2017. Le dispositif de franchissement définit dans cette étude, qui sera partie intégrante du futur pertuis, est étudié dans le présent avant-projet.

---

## 2. CONCEPTION DU PERTUIS

---

### 2.1 DESCRIPTION GENERALE DE L'OUVRAGE

L'ouvrage actuel, réalisée en deux phases temporelles distinctes (fin des années 50 puis extension dans les années 80) est composé de 13 pertuis équipés chacun de vannes. Sa largeur est de 33.50m. Le génie civil est conséquemment dégradé, les vannes sont très difficilement manœuvrables, voir condamnées pour certaines. Le pertuis actuel sera totalement démoli et reconstruit.

L'ouvrage projeté sera composé, d'Ouest en Est, des sections hydrauliques suivantes :

- Deux passes à poissons de largeur 3m chacune ;
- 18 pertuis de largeur 1.60m chacun.

Le nouvel ouvrage permettra le passage d'un porte-char chargé d'une pelle mécanique.

### 2.2 VANTELLERIES, AUTOMATISATION ET INSTRUMENTATION

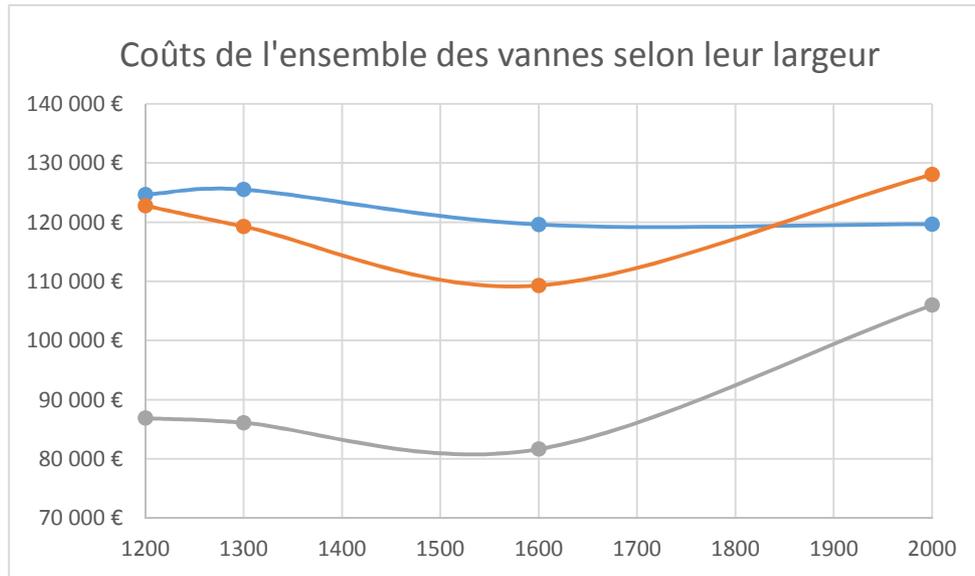
#### 2.2.1 Vantellerie

##### 2.2.1.1 Vannes d'alimentation de l'étang

Nous avons mené une analyse technico-économique pour justifier du nombre et du dimensionnement des vannes pour équiper le pertuis avec un nombre pair de vannes, correspondant au doublement de sa largeur utile actuelle, selon les options suivantes :

- 26 vannes de 1 200 mm ;
- 24 vannes de 1 300 mm ;
- 20 vannes de 1 600 mm ;
- 16 vannes de 2 000 mm.

D'après les résultats des consultations des fournisseurs, nous obtenons les courbes suivantes :



On constate un coût global minimum pour la largeur 1 600 mm.

Les autres critères pris en considération sont par ailleurs :

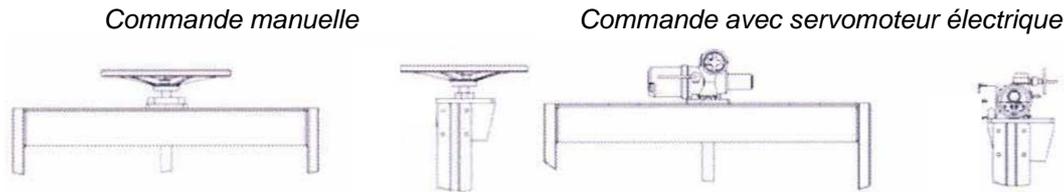
- le coût du génie civil selon la largeur des vannes : l'impact financier est négligeable selon notre Expert en génie-civil ;
- le rapport largeur / hauteur des vannes, afin d'assurer un bon guidage en translation et éviter les risques de mise en porte-à-faux : on est amené à éviter la largeur maximale ;
- la facilité de manœuvre et de maintenance par l'Exploitant : on est amené à limiter le nombre de vannes.

Compte-tenu de l'ensemble de ces critères, nous avons recommandé d'opter pour des vannes de largeur 1 600 mm, ce qui présente le meilleur compromis et au coût global minimum. L'étude hydraulique (cf paragr. 2.3) a par ailleurs mis en évidence que 18 vannes de cette largeur étaient suffisantes pour assurer la fonctionnalité du pertuis.

Les vannes seront de type canal à 2 sens d'étanchéité sur 3 cotés. Elles auront pour dimensions utiles 1 600 x 1 200 mm (l x h). Le radier sera à la cote -0.5 mNGF. Elles seront montées en feuillure, scellées dans le béton. Le corps et la pelle seront en acier Inox 316L afin de résister aux conditions marines.

Le dispositif de manœuvre sera à tige non montante, afin de limiter l'impact visuel. Il sera soit manuel à volant sur châssis, soit avec servomoteur électrique et commande manuelle de secours à volant, selon les variantes suivantes :

- Base : 1/3 des vannes motorisées, soit 6 vannes ;
- V1 : 2/3 des vannes motorisées, soit 12 vannes ;
- V2 : toutes les vannes motorisées, soit 18 vannes.



Nous proposons que les vannes à commande manuelle soient équipées de capteurs de position, afin de savoir à distance si elles sont ouvertes ou fermées.

Des rainures à batardeaux seront positionnées côtés amont et aval du pertuis, afin de pouvoir isoler les équipements (vannes, instrumentation sous le pertuis, etc.) en cas d'intervention de maintenance. Il sera fourni 2 jeux de batardeaux, permettant d'isoler 2 passes en même temps.

Les batardeaux seront de type à éléments empilables à un sens d'étanchéité sur 3 cotés. Ils auront pour dimensions utiles 1 600 x 1 200 mm (l x h). Le radier sera à la cote -0.5 mNGF. Ils seront montés en feuillure, scellées dans le béton. Le cadre et les planches seront en acier Inox 316L afin de résister aux conditions marines. Un palonnier de levage sera fourni.

### 2.2.1.2 Vannes des passes à poisson

Deux vannes additionnelles seront installées sur le côté Ouest du pertuis, pour les 2 passes à poisson.

Les vannes seront placées coté mer afin de protéger les passes de l'agression des vagues et des chocs de gros flottants dus au ressac.

L'ajout de 2 vannes supplémentaires coté Vaccarès est beaucoup moins justifiable techniquement et financièrement. En cas de crue, les vannes des passes seront fermées, celles du pertuis ouvertes. Il n'y aura pas ou très peu de vitesse d'écoulement au droit des passes à poissons donc pas de chocs potentiellement impactant par des flottants. Les passes étant alors une zone d'eau quasi-stagnante, du sable pourra se déposer. Ce sable sera chassé dès la réouverture des passes, une vitesses d'écoulement de 40 à 50 cm/s étant suffisante pour mettre en mouvement la classe sableuse. L'impact économique de l'ajout de deux vannes automatisées en amont est non négligeable, en terme d'investissement mais surtout en terme d'entretien. L'équipement de vannes sur les têtes amont des passes à poissons n'a, pour ses raisons, pas été retenu par la Maître d'Ouvrage.

Des réservations pour batardeaux sont prévues en amont et aval du pertuis pour permettre de vider si nécessaire chacune des passes.

Les vannes seront de type canal à 2 sens d'étanchéité sur 3 cotés. Elles auront pour dimensions utiles 3 000 x 1 100 mm (l x h). Le radier sera à la cote -0.4 m NGF. Elles seront montées en feuillure, scellées dans le béton. Le corps et la pelle seront en acier Inox 316L afin de résister aux conditions marines.

Le dispositif de manœuvre sera à tige non montante, afin de limiter l'impact visuel, à double tiges. Il sera avec servomoteur électrique et commande manuelle de secours à volant.

Des rainures à batardeaux seront positionnées côtés amont et aval du pertuis, afin de pouvoir isoler les équipements (vannes, etc.) en cas d'intervention de maintenance. Il sera fourni un jeu de batardeaux.

Les batardeaux seront de type à éléments empilables à un sens d'étanchéité sur 3 cotés. Ils auront pour dimensions utiles 3 000 x 1 100 mm (l x h). Le radier sera à la cote -0.4 mNGF. Ils seront montés en feuillure, scellées dans le béton. Le cadre et les planches seront en acier Inox 316L afin de résister aux conditions marines. Un palonnier de levage sera fourni.

## 2.2.2 Instrumentation

### 2.2.2.1 Lecture de niveau

Une échelle limnométrique sera installée de chaque côté du pertuis. Les caractéristiques de l'équipement seront les suivantes :

- échelle : 0 - 2 m ;
- calage : - 0.5 / + 1.5 mNGF ;
- graduations : 1 cm / 10 cm / 1 m ;
- matériaux : anticorrosion ;
- fixation : sur le béton en bordure du pertuis.

Une vérification du calage des échelles sera à réaliser par un Géomètre Expert.

### 2.2.2.2 Mesure de niveau

Un capteur de niveau sera installée de chaque côté du pertuis. Les caractéristiques de l'équipement seront les suivantes :

- type : radar ;
- échelle : 0 - 2 m ;
- calage : - 0.5 / + 1.5 mNGF ;
- matériaux : anticorrosion ;
- fixation : côté amont sur le béton en dessous du tablier du pertuis, côté aval dans un tube métallique DN 300 mm fixé en bordure du pertuis et muni d'un couvercle cadenassable.

Bien que cela ne soit pas mentionné au CCTP, nous préconisons d'installer en redondance des poires de niveau pour les niveaux d'alerte haut et bas, en amont et en aval du pertuis, soit 4 poires de niveau, à installer dans des tubes de protection métalliques.

### 2.2.2.3 Mesure de conductivité et température

Un capteur de conductivité et température sera installé côté amont du pertuis. Les caractéristiques de l'équipement seront les suivantes :

- type : à mesure séparée des 2 grandeurs ;
- échelle : 0.5 - 500 mS/cm ;
- matériaux : anticorrosion, spécial pour immersion dans l'eau de mer ;
- fixation : côté amont, centré dans un tube métallique DN 150 mm fixé sur le béton en dessous du tablier du pertuis.

#### 2.2.2.4 Anémomètre avec girouette

Un capteur de vitesse et direction du vent sera installé au niveau du local électrique de l'ouvrage. Les caractéristiques de l'équipement seront les suivantes :

- mesure de vitesse du vent avec un anémomètre à coupelle ;
- mesure de direction du vent avec une girouette ;
- matériaux : anticorrosion ;
- fixation : sur un mât télescopique de 3 m de haut fixé sur le bord du local électrique.

### 2.2.3 Electricité

#### 2.2.3.1 Définition des besoins

L'armoire électrique de contrôle / commande et de puissance des équipements doit être installée dans un local électrique, afin d'être sécurisée au mieux contre le vandalisme. Deux options apparaissent possibles :

- E1 : installer l'armoire dans un local à créer en bordure Nord-Ouest du pertuis ;
- E2 : installer l'armoire dans le local de la station de pompage de l'éolienne (sous réserve d'une entente avec le propriétaire).

Le choix définitif d'implantation du local de commande sera statué en phase de projet en étroite concertation avec la commune des Saintes-Maries-de-la-Mer.

Des câbles électriques seront tirés entre chaque vanne motorisée et/ou instrumentée (capteurs de position) et l'armoire électrique. Ils chemineront jusqu'aux vannes dans des fourreaux noyés dans le béton du pertuis.

#### 2.2.3.2 Alimentation électrique

L'armoire électrique sera alimentée en basse tension 400 V triphasé + Neutre, compte tenu des faibles puissances mises en jeu. La puissance à souscrire sera entre 6 et 12 kVA. Les 2 options ci-dessus nécessiteront :

- E1 : demander l'installation d'un point de livraison en basse tension à ERDF à proximité du local électrique à créer en bordure du pertuis. Il appartient ensuite à ERDF de proposer la solution à mettre en œuvre à partir du poste HT/BT du Camping de la Brise ;
- E2 : demander à ERDF l'installation d'un compteur supplémentaire en basse tension au niveau de la station de pompage de l'éolienne.

La demande de raccordement à ERDF avec pose du compteur sera à faire par l'Exploitant. Elle est rappelée pour mémoire et n'est pas prise en compte dans la présente étude.

#### 2.2.3.3 Armoire électrique

L'armoire électrique comprendra les dispositifs de commande et de puissance des équipements et notamment :

- protection générale basse tension et parafoudre ;
- départs moteurs des motoréducteurs des vannes ;
- automate programmable / coffret de télégestion, avec alimentation secourue ;

- des commutateurs, des boutons poussoirs et des voyants pour la manœuvre en mode manuelle des vannes motorisées.

Une sirène sera installée au-dessus de l'armoire électrique pour signaler qu'une manœuvre de vannes va avoir lieu lors d'une commande à distance. Elle sera audible à partir de la vanne la plus éloignée.

## 2.2.4 Automatisation

### 2.2.4.1 Définition des besoins

Conformément au CCTP, le pertuis sera automatisé (fonctionnement entièrement automatique en local pour les vannes qui seront motorisées), selon des règles d'ouverture et de fermeture qui seront définies par un règlement d'eau arrêté par le PNR Camargue pour les 18 pertuis de l'ouvrage et les règles de fonctionnement propres au dispositif de franchissement piscicole.

La nécessité d'automatiser les vannes de la passes à poissons a été appréciée d'après l'étude de création d'un dispositif de continuité écologique et de franchissement pour alevins et poissons (BRL 2017, pour le compte de la commune des Saintes-Maries-de-la-Mer). Une simulation du fonctionnement des passes sur la base des relevés de plans d'eau sur l'année 2016 permet de déduire 170 actionnement des vannes (ouvertures et fermeture sur l'année), principalement fin d'hiver/printemps et en automne. Outre le nombre important d'ouvertures/fermetures, l'optimisation du fonctionnement du dispositif de franchissement repose sur une ouverture des passes sur des durées maximisées. Les variations de plans d'eau sont rapides, induisant parfois plusieurs ouvertures/fermetures sur une journée, un gestion humaine manuelle, à assurer nuit comme week-end, ne permet pas la même réactivité qu'un automatisme et s'avèrera réducteur quant au nombre de poissons qui transitent par l'ouvrage.

Les règles de télégestion seront définies en accord avec la Commission Exécutive de l'Eau (CEDE).

Ces règles alimenteront une analyse fonctionnelle à définir en phase ultérieure, pour les vannes d'alimentation de l'étang d'une part et pour les vannes des passes à poisson d'autre part.

Afin de limiter la puissance électrique de l'installation, les vannes d'alimentation de l'étang motorisées ne pourront s'ouvrir que l'une après l'autre et non toutes ensemble, que ce soit en mode automatique ou manuel, sur site ou à distance. Il en sera de même des 2 vannes des passes à poisson.

### 2.2.4.2 Equipements

A cet effet, l'ouvrage sera équipé d'un automate programmable permettant de réaliser des fonctions simples, quelles que soient ces règles :

- enregistrement des données en provenance de l'instrumentation analogique (mesures de niveau amont et aval du pertuis, mesures de vitesse et de direction du vent, mesures de conductivité et température de l'eau) ;
- ouverture et fermeture de vannes, en fonction des informations de mesures de niveau amont / aval provenant de capteurs analogiques et en fonction de périodes temporelles à définir ;
- gestion des défauts.

L'automate programmable sera alimenté sur secteur et en redondance par une alimentation sécurisée.

## 2.2.5 Télégestion

### 2.2.5.1 Définition des besoins

Conformément au CCTP, il est demandé une télétransmission en temps réel, via le réseau radio existant du SYMADREM, des données suivantes au siège du SYMADREM :

- mesures de niveau amont et aval du pertuis ;
- mesures de vitesse et de direction du vent.

Il sera par ailleurs possible, si le SYMADREM le souhaite, de transmettre également les données concernant la position des vannes munies de capteurs : ouvertes / fermées.

A la suite de discussions avec différents interlocuteurs (SYMADREM, Parc naturel régional de Camargue, Tour du Valat), il est également apparu :

- qu'une télégestion des équipements du pertuis serait nécessaire par l'entité qui en aura la charge dans le futur. Cet organisme gestionnaire et exploitant n'est pas défini à ce jour ;
- que des projets de télégestion à d'autres fins sont actuellement en cours d'étude dans les entités dont dépendra ce futur organisme gestionnaire.

L'étude de déploiement d'un réseau de télétransmission et d'un poste central de télégestion ne fait pas partie du CCTP. Nous étudierons par contre les équipements à installer au niveau du Pertuis :

- pour assurer la télétransmission avec le SYMADREM tel que défini ci-dessus ;
- pour assurer la télégestion des équipements du pertuis vers un futur réseau de télétransmission de l'organisme gestionnaire, quel qu'il soit (voir le chapitre 2.2.5.2 ci-après).

Nous considérons dans le cadre de la présente étude que cette télétransmission se fera vers un poste central de télégestion qui sera mis en place au niveau du futur organisme gestionnaire ou chez un prestataire délégué. Les équipements de télégestion au niveau de l'ouvrage permettront :

- une télétransmission en temps réel des données d'instrumentation (mesures de niveau amont et aval du pertuis, mesures de conductivité et température) ;
- une télétransmission des données concernant la position des vannes munies de capteurs : ouvertes / fermées ;
- de manœuvrer à distance les vannes motorisées du pertuis : ouverture / fermeture ;
- de voir l'état de fonctionnement des équipements du pertuis : alimentation électrique, capteurs, vannes ;
- une télétransmission d'alarmes en cas de panne sur des équipements, vers le poste central du futur organisme gestionnaire et vers les téléphones portables d'agents d'astreinte.

### 2.2.5.2 Support de télétransmission

Le système de télétransmission du SYMADREM est composé de différentes antennes radio réparties sur le territoire et communicant entre elles via la norme TETRA. Celle de l'Hôpital d'Arles recueille les données de ce réseau et les transmet au siège du SYMADREM via une liaison fibre optique en boucle fermée.

L'antenne qui couvre le pertuis est celle du Bac du Sauvage aux Saintes Maries de la Mer, située à 6 km de celui-ci. Le pylône mesure 25 m de haut et est équipée de 2 antennes de 60 cm de diamètre, l'une tournée vers Sylvéréal et l'autre vers Port Saint Louis du Rhône. La fréquence est de 460 Mhz, le gain de 7 dBi et la puissance maximale de 40 dBm.

Pour la télétransmission vers le poste central du système de télégestion qui sera mis en place au niveau du futur organisme gestionnaire (ou de son prestataire délégué), plusieurs options de télétransmission apparaissent possibles :

- T1 : via un réseau radio, comme pour le SYMADREM (avec antenne radio) ;
- T2 : via un réseau GPRS (avec antenne GSM/GPRS) ;
- T3 : via le Réseau Téléphonique Commuté avec ADSL (RTC, par ligne téléphonique à partir du poteau le plus proche (camping de la Brise)).

Ces réseaux devront faire l'objet d'une étude détaillée dans le cadre des études de projet incluant les différents besoins des entités concernées.

Il pourra notamment être mis en place un réseau avec accès web sécurisé, permettant aux différents acteurs une simple consultation ou des commandes de manœuvre des équipements, selon différents niveaux d'accès à définir. Ce système a notamment été mis en place avec succès par BRL auprès du Syndicat Mixte de la Camargue Gardoise dans le cadre d'un projet similaire.

### 2.2.5.3 Equipements

L'ouvrage sera équipé d'un coffret de télétransmission permettant d'assurer les fonctionnalités définies dans le chapitre Définition des besoins. Il sera équipé des cartes, modems et autres équipements de télécommunication correspondant au mode de télétransmission :

- vers le SYMADREM : avec antenne radio ;
- vers le futur organisme gestionnaire (ou son prestataire délégué) : selon l'option qui sera mise en place.

Le coffret de télétransmission sera alimenté sur secteur et en redondance par une alimentation sécurisée.

Compte tenu de la simplicité de l'automatisme à réaliser, il sera avantageux de mettre en place un unique appareil pour réaliser à la fois les fonctions d'automatisme et de télétransmission des informations.

## 2.2.6 Supervision

Considérant les postes centraux des systèmes de télégestion du SYMADREM et du futur organisme gestionnaire en place (ou de son prestataire délégué), les prestations à réaliser dans le cadre du présent projet concerneront pour le premier l'exploitation des données télétransmises et pour le second en plus des commandes à distance et des informations sur l'état des équipements.

Cela consistera à :

- réaliser le paramétrage et la programmation des postes centraux pour récupérer les données transmises via les postes frontaux de communication ;
- créer des synoptiques graphiques animés au niveau des ordinateurs de supervision ;
- réaliser des rapports d'exploitation selon un Cahier des Charge à définir en phase ultérieure ;

- permettre des tracés de courbes ;
- assurer la gestion des alarmes.

Dans le cas de la mise en place un réseau avec accès web, un simple ordinateur relié par ADSL, quelle que soit sa localisation, permettrait un accès aux écrans de supervision, après identification sécurisée de l'agent.

## 2.3 OPTIMISATION HYDRAULIQUE

### 2.3.1 Contexte

Durant la phase diagnostic, il a été testé différentes configurations visant à doubler la débitance du nouveau pertuis de la Fourcade pour différents scénarios hydrologiques.

Parmi les solutions testées, celle qui a été retenue est celle qui combine le doublement de la superficie des passes avec le déplacement de l'épi Est.

Toutefois, cette solution n'a été testée qu'au stade « faisabilité », et en particulier les points suivants ont été soulevés :

- Les calculs ont été menés en conservant l'ancien pertuis en état. Ce qui signifie en particulier que l'îlot qui sépare actuellement les deux séries de passes a été conservé dans les simulations. La solution qui a été retenue lors de la réunion du Comité de Pilotage est celle qui consiste en la reconstruction complète du pertuis. De fait, l'îlot central va disparaître, et l'emprise totale du nouveau pertuis sera a priori moins importante que celle qui a été simulée. Ce point va avoir une incidence sur les travaux nécessaires sur l'entonnement amont du pertuis, comme cela a déjà été dit dans le rapport de diagnostic. De plus, la partie « doublée » du pertuis a été modélisée de manière simplifiée sans tenir compte de la géométrie spécifique de chacune des différentes passes (largeur, ...)
- Au stade « diagnostic », l'épi Est a été déplacé de façon à ce que la largeur du grau soit globalement doublée par rapport à sa largeur actuelle. Toutefois, on a noté une légère diminution des vitesses d'écoulement calculées dans le grau entre l'état actuel et l'état aménagé, qui pourrait traduire une trop grande augmentation de largeur.
- Le positionnement de la nouvelle passe à poissons en rive droite du pertuis n'avait pas été pris en compte.

De nouveaux calculs sur le modèle ont donc été réalisés pour tenir compte de ces différents points.

### 2.3.2 Rappels des hypothèses

#### 2.3.2.1 Hypothèses de conception

##### PASSES A POISSONS

La nouvelle passe à poissons est positionnée en rive droite du pertuis. Cette passe est constituée de deux ouvertures de 3,0m de large, mais ces dernières sont supposées fermées dans les calculs menés dans cette étude.

Cf paragraphe 2.4.2.1, les passes devront être fermées lors de niveaux d'eau importants marins ou fluviaux, soit dès atteinte de la cote de plan d'eau **+0.60 m NGF** en amont ou aval du pertuis.

##### RECONSTRUCTION TOTALE DE L'OUVRAGE

Comme convenu en phase de diagnostic, l'ancien ouvrage est totalement détruit. Cela signifie entre autres que l'îlot central est supprimé. Il est également fait l'hypothèse que la cote du radier du nouvel ouvrage reste la même que la cote du radier de l'ouvrage actuel, c'est-à-dire -0,50 mNGF.

### 2.3.2.2 Hypothèses hydrologiques

Le tableau suivant rappelle les différents scénarios hydrologiques (combinaison d'une cote dans l'étang et d'une cote marine) pour lesquels l'aménagement sera testé :

Tableau 1 : Scénarios hydrologiques

Combinaisons		Niveau Etang		
		0.3 mNGF	0.7 mNGF	1.0 mNGF
Niveau Marin	0.0 mNGF	Scénario n°1	Scénario n°2	Scénario n°3
	0.4 mNGF		Scénario n°6	Scénario n°4
	0.8 mNGF			Scénario n°5

### 2.3.3 Optimisation de l'aménagement

#### 2.3.3.1 Rappels

L'objectif de l'aménagement est de doubler, par rapport à l'état actuel, le débit qui transite dans le pertuis de la Fourcade, et ce quelles que soient les conditions d'écoulement, i.e. quelles que soient les cotes dans l'étang et à la mer.

#### EQUATION DU DEBIT A TRAVERS LE PERTUIS

En simplifiant un peu les phénomènes, on peut écrire l'équation qui régit le débit à travers le pertuis de la manière suivante :

$$Q = \alpha Z_{am}^{\beta} (Z_{am} - Z_{av})^{\gamma} D^{\delta}$$

où :

- $Z_{am}$  est la cote en amont du pertuis,
- $Z_{av}$  est la cote en aval du pertuis,
- $D$  est la dimension caractéristique du pertuis (largeur pour un écoulement à surface libre, surface pour un écoulement en charge),
- $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  et  $\delta$  sont des coefficients positifs.

Ainsi, par exemple, pour un écoulement en charge, on a  $\beta = 0$ ,  $\gamma = 0.5$  et  $\delta = 1$  :

$$Q_{charge} = \alpha D \sqrt{Z_{am} - Z_{av}}$$

Ce qu'il faut retenir de cette équation, c'est que globalement le débit est proportionnel à :

- la dimension caractéristique de l'ouverture : plus l'ouverture est grande plus le débit est grand,
- la différence de cote entre l'amont et l'aval de l'ouvrage : plus cette différence est grande, plus le débit est grand.

### COTE EN AVAL DU PERTUIS

Si l'on peut admettre que la cote en amont de l'ouvrage est constante (et fonction de la cote dans l'étang), il n'en est pas de même de la cote en aval de l'ouvrage.

En effet, cette dernière est fonction de plusieurs paramètres, dont :

- Le débit qui s'écoule dans le grau (i.e. le débit qui s'écoule à travers le pertuis) : ainsi plus ce débit est grand, plus la pente de la ligne d'eau dans le grau va être importante et donc plus la cote en aval de l'ouvrage va être haute,
- La largeur du grau : plus le grau va être large, plus la pente de la ligne d'eau va être faible, et donc plus la cote en aval du pertuis va être faible,
- La cote marine : plus cette dernière va être haute, plus la cote en aval du pertuis va être haute.

### UN SYSTEME AVEC RETROACTION

En combinant l'équation qui régit le débit dans le pertuis, et celle qui détermine la cote aval de l'ouvrage, on met en évidence que le système est soumis à une rétroaction :

**Si on augmente la superficie des ouvertures du pertuis, le débit tend à augmenter ; mais cette augmentation de débit conduit à augmenter la cote en aval du pertuis, et donc à diminuer le débit qui y transite.**

Ce mécanisme explique pourquoi le débit qui transite dans le pertuis tend vers une asymptote lorsque la surface des ouvertures hydrauliques augmente, comme cela a été montré en phase « diagnostic » :

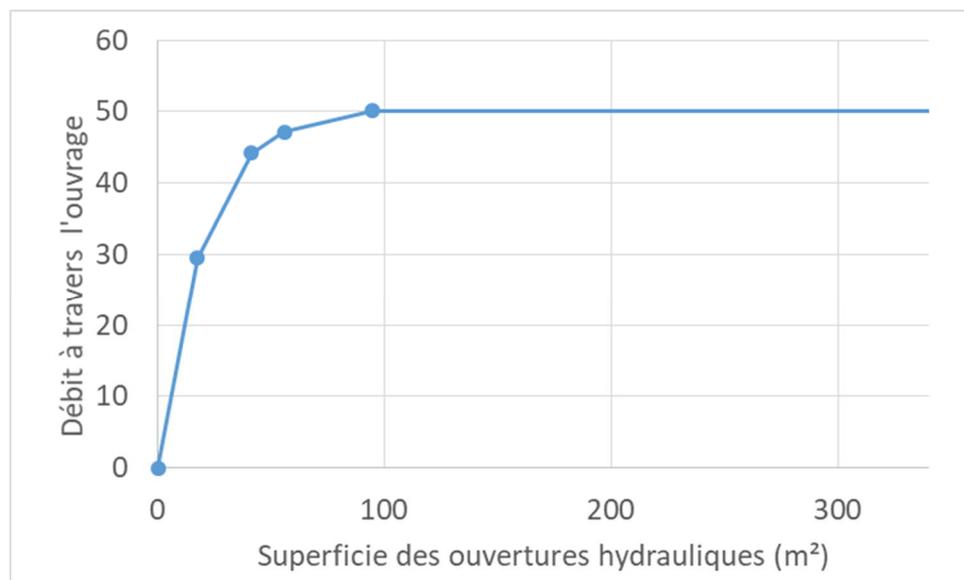


Figure 1 : Débit dans le pertuis en fonction de la superficie des ouvertures hydrauliques (cote étang 1.00 mNGF / cote marine : 0.00 mNGF)

Pour atteindre l'objectif de doublement du débit dans le pertuis, **il est donc indispensable d'augmenter la largeur du grau (et donc de déplacer l'épi Est) en plus d'augmenter les ouvertures hydrauliques**. En effet, l'augmentation de largeur du grau tendra à diminuer la cote en aval du pertuis, et donc à compenser l'augmentation du niveau due à l'augmentation de débit.

### 2.3.3.2 Dimensionnement du pertuis

Il s'agit donc d'optimiser le couple « augmentation des dimensions des ouvertures hydrauliques » et « déplacement de l'épi Est du grau » pour qu'il permette de répondre à l'objectif de doublement du débit et qu'il engendre les coûts les moins élevés.

Concernant les coûts de l'aménagement, on peut dire que :

- Le coût de l'aménagement augmente avec la superficie des ouvrages à mettre en place,
- Le coût du déplacement de l'épi est fixe quel que soit son futur emplacement (déplacer l'épi de 10 m aura le même coût que le déplacer de 20 m).

Pour minimiser les coûts, il faut donc minimiser la taille des ouvertures, et donc déterminer les dimensions minimales des ouvertures hydrauliques.

Le doublement du débit du pertuis doit être effectif quelles que soient les conditions hydrométéorologiques, i.e. quelles que soient les cotes dans l'étang et en mer, et donc, quand il y a une faible différence de cote entre les deux.

Dans ce cas de figure, le débit qui transite dans l'ouvrage est faible, et l'on peut faire l'approximation que la cote en aval de l'ouvrage est la cote de la mer. On veut donc pouvoir multiplier le débit dans le pertuis, avec la cote amont et la cote aval de l'ouvrage constant. Le seul moyen d'y parvenir est de multiplier les dimensions caractéristiques de l'ouvrage par deux (largeur x2 et superficie x2).

**Le dimensionnement optimal du pertuis serait donc celui qui multiplie par deux ses dimensions caractéristiques (largeur, superficie).**

Pour rappel, les dimensions actuelles des ouvertures hydrauliques du pertuis sont :

- Largeur totale : 15,5 m
- Superficie totale : 17,1 m<sup>2</sup>

Après optimisation économique du nombre de sections du pertuis (cf. AVP), il a été retenu de mettre en place des ouvertures de 1,6 m de large et 1,20 m de haut.

Pour doubler la largeur totale de l'ouvrage, il est donc nécessaire de mettre en place 20 ouvrages (soit une largeur totale de 32 m), mais dans ce cas la superficie totale des ouvertures est alors plus que doublée (38,4 m<sup>2</sup> contre 17,1 m<sup>2</sup> minimum attendu).

En revanche si l'on veut uniquement doubler la superficie des ouvrages, il n'est nécessaire que de mettre en place 18 ouvrages (34,6 m<sup>2</sup>), mais la largeur totale n'est alors multipliée que par 1.85 (28,8 m).

Il a été calculé le débit qui transite dans ces deux configurations pour 4 scénarios hydrologiques. Le tableau qui suit présente les résultats :

	SC1	SC3	SC4	SC5
<i>Cote étang</i> <i>Cote marine</i>	0,3 mNGF 0,0 mNGF	1,0 mNGF 0,0 mNGF	1,0 mNGF 0,4 mNGF	1,0 mNGF 0,8 mNGF
Etat actuel	11,6	29,5	26,1	16,2
18 passes	22,6 (x 1,95)	60,7 (x2,06)	53,3 (x2,05)	32,3 (x2,03)

20 passes	24,2 (x 2,08)	64,1 (x2,17)	56,3 (x2,16)	35,2 (x2.17)
-----------	------------------	-----------------	-----------------	-----------------

Tableau 2 : Débit (m<sup>3</sup>/s) dans le pertuis en fonction du nombre de passes

Avec l'aménagement à 18 passes, les débits de tous les scénarios hydrologiques testés sont a minima doublés, sauf le scénario 1 qui ne voit son débit « que » multiplié par 1,95. Pour ce scénario l'écoulement se fait à surface libre, et donc la largeur d'écoulement n'est multipliée que par 1,85. Toutefois, l'amélioration des conditions d'écoulement en amont (suppression de l'ilot central) et l'élargissement du grau permettent, dans ces conditions, de multiplier le débit par 1,95, ce qui n'est pas loin de l'objectif recherché.

Avec l'aménagement à 20 passes, les débits sont plus que multipliés par 2 pour tous les scénarios. L'objectif est donc largement dépassé.

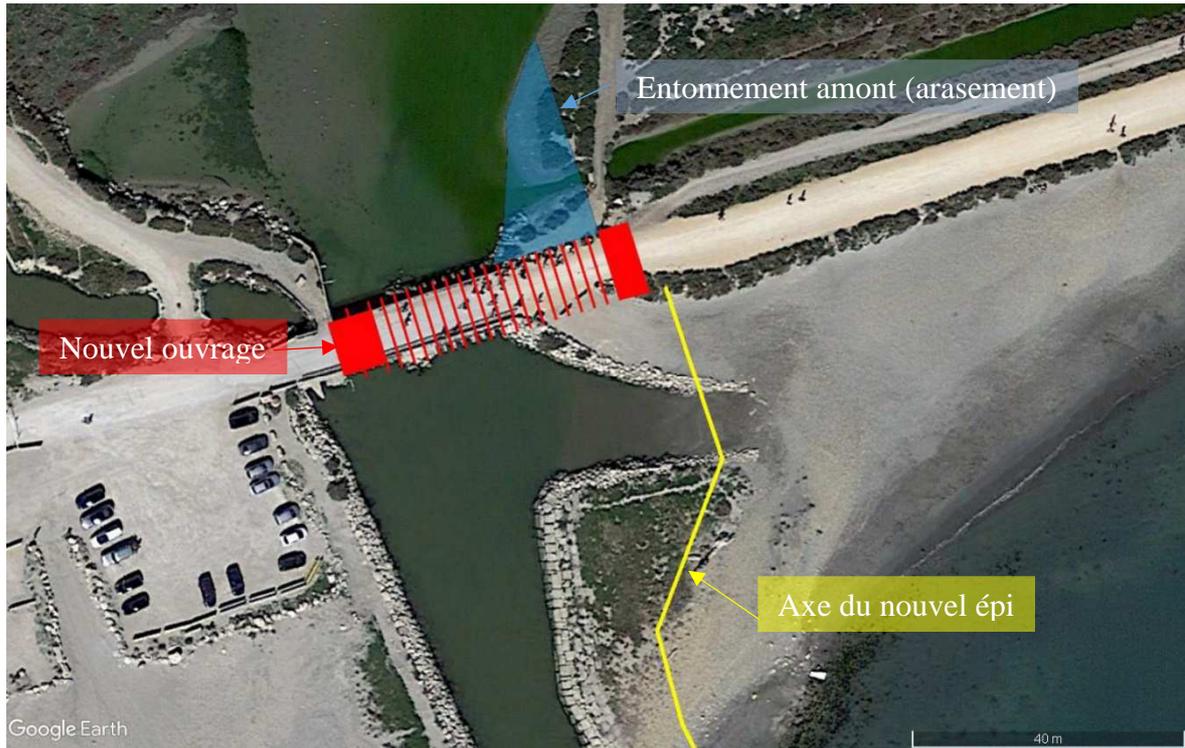
En cherchant à optimiser les coût, **il a été retenu une configuration à 18 passes de 1,60 m de large et 1,20 m de haut**, qui répond quasi parfaitement aux objectifs fixés.

### 2.3.3.3 Positionnement de l'épi

Une fois les dimensions de l'ouvrage déterminées, il s'agit de positionner l'épi de façon optimale, vis-à-vis des vitesses d'écoulement. En effet,

- Si le grau n'est pas assez large, il engendrera une cote trop importante en aval du pertuis, et le débit ne pourra pas être doublé,
- En revanche si le grau est trop large, les vitesses d'écoulement dans le grau seront plus faibles qu'en état actuel et le risque de sédimentation sera plus important.

L'optimum qui a été trouvé est un décalage de 10 m de l'épi vers l'Est. Les graphiques suivants précisent en vue en plan et en coupe l'emplacement du nouvel épi.



Les graphiques suivants présentent un profil un long des vitesses d'écoulement dans l'axe du grau en état actuel et en état aménagé pour le scénario 3 (1 mNGF dans l'étang, 0 mNGF à la mer). Dans cette configuration les vitesses d'écoulement sont tout le temps égales ou supérieures aux vitesses actuelles.



Etat actuel

Etat aménagé

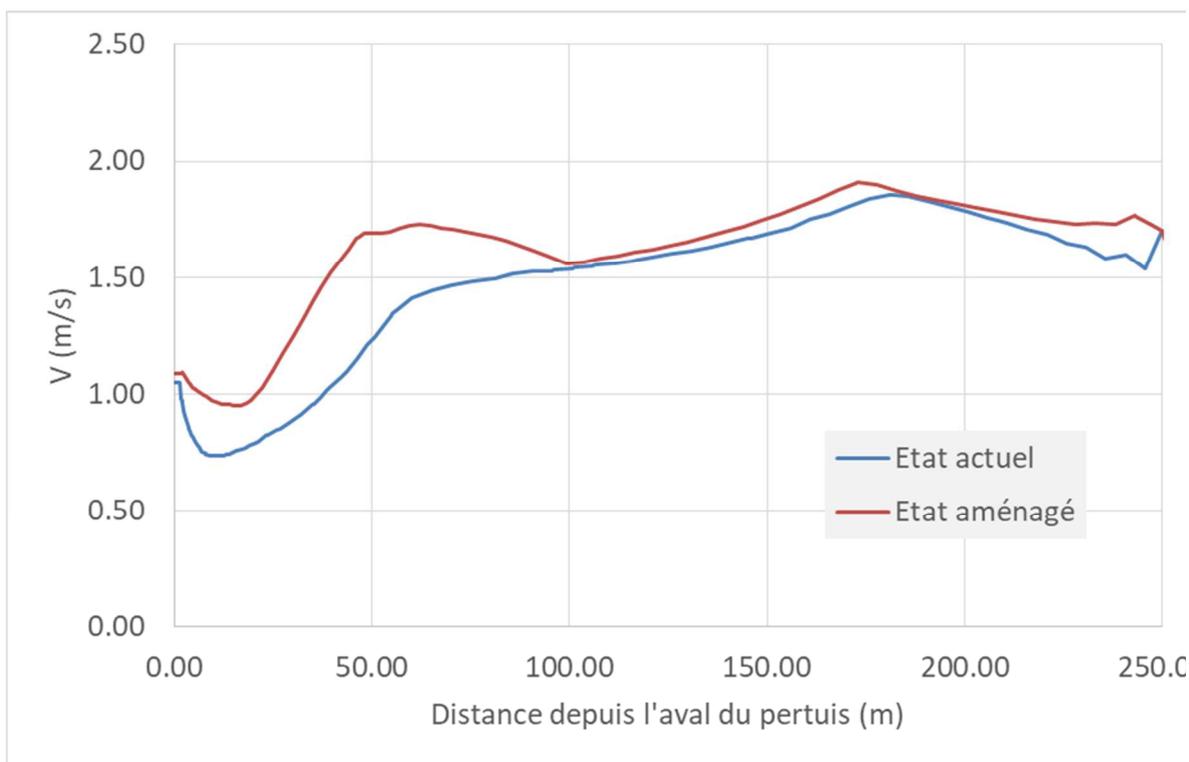


Figure 2 : Comparaison des vitesses d'écoulement dans le Grau entre l'état actuel et l'état aménagé, pour le scénario hydrologique n°3

Les graphiques suivants présentent un profil un long des vitesses d'écoulement dans l'axe du grau en état actuel et en état aménagé pour le scénario 1 (0,3 mNGF dans l'étang, 0 mNGF à la mer). Dans cette configuration les vitesses d'écoulement sont légèrement inférieures aux vitesses en état actuel, entre autres de par le fait que le débit qui transite dans l'ouvrage est plus faible.



Etat actuel

Etat aménagé

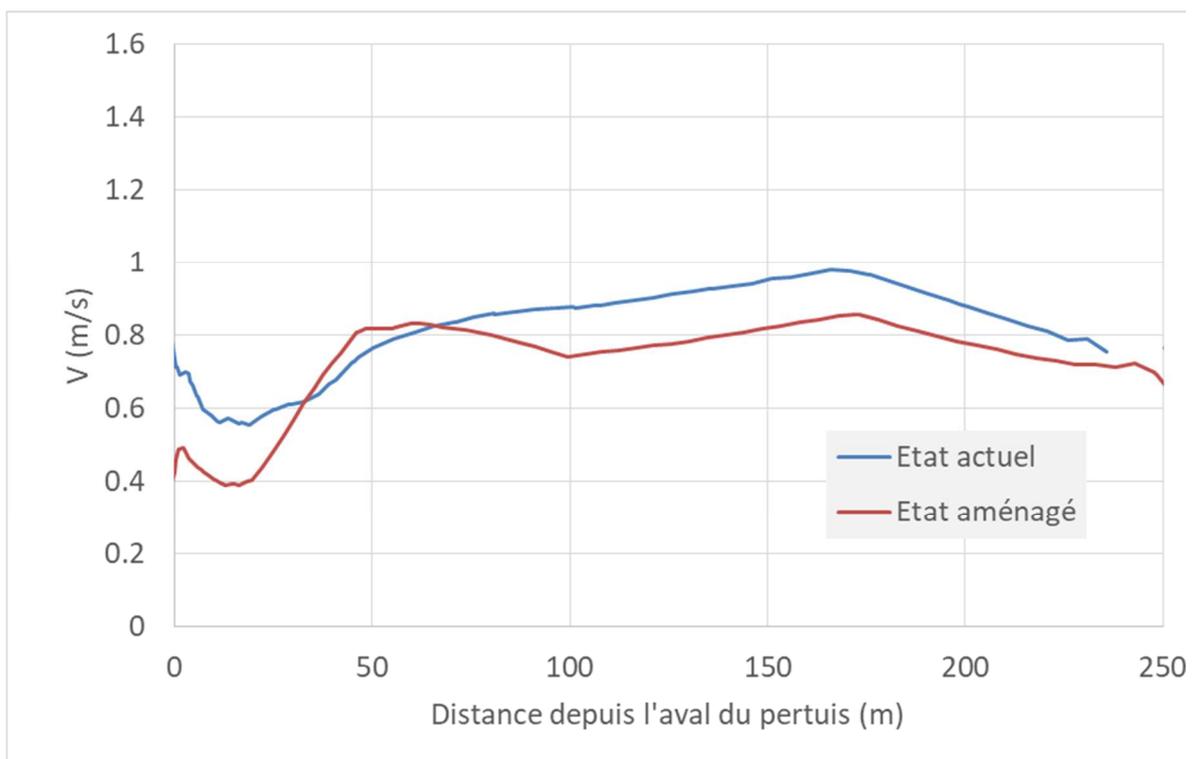


Figure 3 : Comparaison des vitesses d'écoulement dans le Grau entre l'état actuel et l'état aménagé, pour le scénario hydrologique n°1

L'objectif de maintien des vitesses d'écoulement n'est donc pas parfaitement tenu dans le cas du scénario 1. Toutefois, pour augmenter les vitesses, il faudrait diminuer la largeur du grau, ce qui conduirait à y diminuer les débits, et donc à ne plus atteindre l'objectif de doublement des débits.

Le tableau suivant précise l'impact de l'aménagement sur les vitesses maximales dans le grau pour tous différents scénarios :

	SC1	SC2	SC3	SC4	SC5	SC6
<i>Cote étang</i> <i>Cote marine</i>	0,3 mNGF 0,0 mNGF	0,7 mNGF 0,0 mNGF	1,0 mNGF 0,0 mNGF	1,0 mNGF 0,4 mNGF	1,0 mNGF 0,8 mNGF	0,7 mNGF 0,4 mNGF
Etat actuel	1,0	1,5	1,7	1,3	0,7	1,0
18 passes	0,8 (x0.8)	1,5 (x1)	1,7 (x1)	1,3 (x1)	0,7 (x1)	1,1 (x1.1)

Il a ainsi été préféré s'assurer le doublement du débit (et principalement lors des événements où le niveau dans l'étang est haut), plutôt que de garantir le maintien des vitesses pour toutes les configurations.

### 2.3.4 Conclusion

L'aménagement retenu constitue donc en :

- remplacer le pertuis actuel par 18 passes de 1,60 m de large sur 1,20 m de haut,
- déplacer l'épi Est du Grau de 10 m.
- mettre en place la passe à poissons rive droite du pertuis.

Dans ces conditions, les débits dans le pertuis sont doublés pour presque tous les scénarios :

- Pour les scénarios 1, 3, 4, 5, le ratio de débit entre l'état aménagé et l'état initial est de 2 (plus ou moins 0.05)
- Pour les scénarios 2 et 6, le débit est plus que doublé : ceci s'explique par le fait que l'ouvrage qui fonctionnait en charge en état actuel fonctionnera à surface libre en état aménagé. En effet, la cote de mise en charge est augmentée de 5 à 10 cm en état aménagé.

En termes de vitesse d'écoulement, elles restent identiques à celles de l'état initial sauf pour le scénario 1, où elles sont réduites de 15%.

	SC1	SC2	SC3	SC4	SC5	SC6
<i>Cote étang</i> <i>Cote marine</i>	0,3 mNGF 0,0 mNGF	0,7 mNGF 0,0 mNGF	1,0 mNGF 0,0 mNGF	1,0 mNGF 0,4 mNGF	1,0 mNGF 0,8 mNGF	0,7 mNGF 0,4 mNGF
Etat actuel	11,6	23,1	29,5	26,1	16,2	17,4
Etat aménagé	22,6 (x 1,95)	51,8 (x 2.24)	60,7 (x2,06)	53,3 (x2,05)	32,3 (x2,03)	42,4 (x2,44)

Figure 4 : Débit (m3/s) dans le pertuis en fonction en état actuel et état aménagé

## 2.4 FRANCHISSEMENT PISCICOLE

### 2.4.1 Impacts de l'ouvrage actuel et enjeux biologiques

#### 2.4.1.1 Etat des populations piscicoles

##### LES ESPECES PRESENTES DANS LES ETANGS DU VACCARES

Les nombreuses pêches et suivis piscicoles réalisées au droit des étangs du Vaccarès depuis 1993 font état d'une population piscicole située entre 26 et 44 espèces représentées par années.

Parmi les espèces répertoriées dans le système Vaccarès, seule l'anguille est classée CR (Critically Endangered) sur la liste rouge de l'IUCN, au niveau mondial et en France depuis 2008.

**L'anguille est l'espèce qui présente un enjeu majeur dont sa migration dans les rivières et fleuves est fondamentale pour son développement. En raison de son déclin, elle fait l'objet d'un Plan de Gestion à l'échelle nationale et européenne.**

Notons que l'aloise feinte (*Alosa fallax*) est classée comme vulnérable sur la liste UICN, uniquement sur le territoire français. Cette dernière est présente au sein des étangs du Vaccarès.

##### STADES BIOLOGIQUES PRESENTS

Pour la majorité des espèces marines répertoriées, les poissons entrent dans la lagune au stade de juvéniles et utilisent les étangs comme aire de grossissement.

L'anguille n'effectue qu'une seule et unique montaison au cours de son cycle de développement et utilise la lagune comme aire de grossissement et de maturation durant plusieurs années.

##### LES CAPACITES DE DEPLACEMENT DES ESPECES PRESENTES

Le tableau de synthèse ci-dessous présente les différentes vitesses limitantes pour les espèces piscicoles présentes, en fonction de leur stade de développement.

Tableau 3 : Tableau de synthèse des capacités de nage des espèces ciblées

Espèce considérée	Sens de migration	
	Juveniles Sens mer => étang	Adultes Sens étang => mer
Civelle	0,3 m/s	0,5 à 1 m/s
Athérines, loups et daurades	0,8 à 1 m/s	1 à 1,5 m/s
Gobiidae	Transport passif uniquement	0.5 m/s
Mugilidae	0,8 à 1 m/s	4 à 5,5 m/s
Flet	0,6 à 0,8 m/s	1 à 1,5 m/s

## LES PERIODES DE MIGRATION DES ESPECES PRESENTES

Le phénomène migratoire d'entrée dans la lagune est bien observé dans le système Vaccarès. Les périodes de migration des espèces présentes ont été étudiées dans le système Vaccarès et au droit des lagunes méditerranéennes voisines. Ces résultats conduisent à retenir une période de migration allant de début janvier à fin mai.

## RECRUTEMENT DES POPULATIONS PISCICOLES

Les phases de migration active pour l'entrée des espèces piscicoles dans la lagune se font suite à des phases de vidanges importantes des étangs, alternant avec des conditions d'écoulements moins importantes dans le grau permettant aux espèces de remonter.

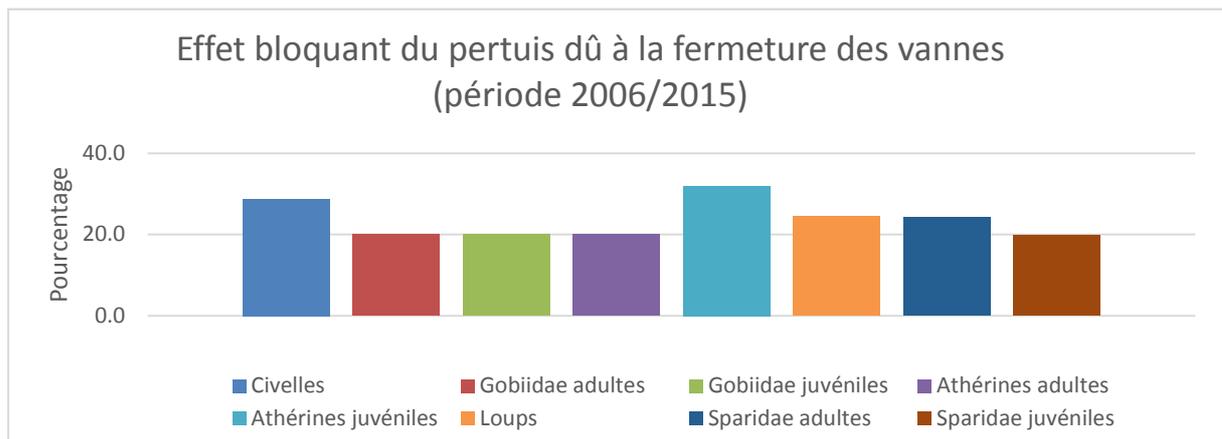
Les phases de crues entraînent un panache d'eau douce en mer, qui a pour effet d'attirer les espèces piscicoles vers le chenal situé entre les deux épis. Lorsque les conditions d'écoulement deviennent favorables, les espèces remontent le chenal et viennent coloniser les étangs. Ce type de recrutement est le plus important et permet d'expliquer en partie les différences observables d'une année sur l'autre en terme de migration active dans les étangs (en fonction des phénomènes de crue).

Le nombre d'individus qui migrent dans les étangs en suivant la côte ou hors phases de vidange des étangs entraînant un appel en mer reste faible. Ce type de recrutement est marginal.

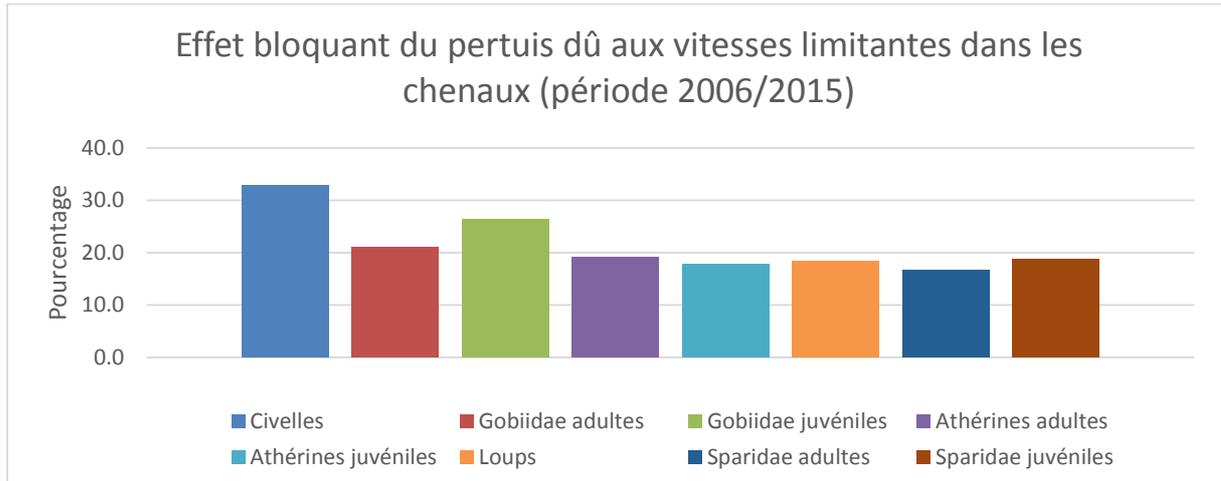
### 2.4.1.2 Effet bloquant de pertuis de la Fourcade sur les populations piscicoles.

#### EFFET BLOQUANT DE L'OUVRAGE DANS LE SENS MER - ETANGS

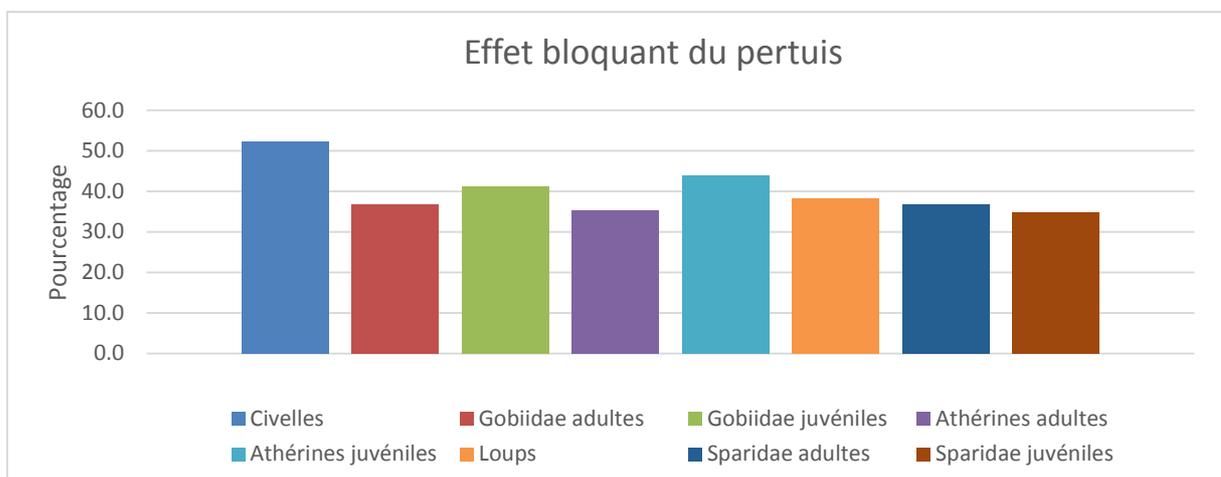
Le premier blocage identifié au niveau de l'ouvrage et l'absence de connexion hydraulique entre le grau et la lagune, suite à la fermeture de l'ensemble des vannes. **En période de migration**, cette configuration a empêché l'entrée des espèces piscicoles dans la lagune en moyenne 23.6 % du temps. L'athérine au stade juvénile est l'espèce la plus impactée (32%) puisque sa période de migration correspond aux mois présentant le plus de décotes défavorables à l'ouverture des vannes, dans le fonctionnement actuel de l'ouvrage.



Le deuxième blocage identifié correspond à l'apparition de vitesses limitantes dans les chenaux bétonnés en amont des martelières, lorsque les vannes sont ouvertes. Ces vitesses induisent un blocage hydrodynamique, notamment pour espèces aux capacités de nage limitées (civelles et espèces benthiques). Durant la période de migration, ces vitesses ont empêchées le franchissement de l'ouvrage (en période d'ouverture des vannes) plus de 30 % du temps chez les civelles.



Le croisement de ces facteurs permet de mettre en évidence un effet bloquant de l'ouvrage compris entre **52.3 %** et **34.9 %** du temps de migration des espèces.



#### EFFET BLOQUANT DE L'OUVRAGE DANS LE SENS ETANGS - MER

L'absence d'un phénomène marqué de sortie des espèces piscicoles de la lagune ne permet pas d'estimer précisément l'effet bloquant du pertuis pour ce sens de migration. Néanmoins, en considérant que ce phénomène a lieu préférentiellement entre **septembre et décembre**, la fermeture des martelières a empêché la sortie des espèces piscicoles **43.5 % du temps de migration**.

Par courant entrant, les vitesses ont été supérieures à  $1.14 \text{ m.s}^{-1}$  (vitesse maximale de sprint pour l'anguille adulte) **52,4 % du temps de migration, lorsque les vannes étaient ouvertes**.

Le blocage total de l'ouvrage sur la sortie des communautés piscicoles est estimé à **73.1% du temps de migration**. Malgré l'obtention de capacités de nages supérieures, liée au grossissement des individus dans la lagune, les vitesses observées par courant entrant sont globalement plus élevées que celles obtenues par courant sortant. Dans cette configuration, le rejet de la station de l'Eolienne n'exerce aucune influence sur la migration.

### 2.4.1.3 Conclusion du diagnostic sur la continuité écologique au droit de l'ouvrage

Le diagnostic réalisé dans le cadre de l'étude de restauration des continuités écologiques au sein du Pertuis de la Fourcade, menée par la commune des Saintes-Maries-de-la-Mer, a conduit aux observations suivantes :

- Sur la période 2006-2015 :
  - L'ensemble des vannes ont été clôturées 32.1% du temps. Les ouvertures sont restées quant à elles majoritairement focalisées sur 1 vanne (21.6%), 2 vannes (18.6%) et 3 vannes (14.1%).
  - Les cotes observées de parts et d'autres du pertuis ont été très largement en faveur d'intrusions marines (80.2%).
- La période de migration correspondant à l'entrée des poissons dans la lagune s'étend de novembre à août principalement (toutes espèces confondues).
- La période de migration correspondant à l'échappement des poissons en mer s'étend de septembre à décembre.
- Lors de la migration d'entrée dans la lagune, les espèces sont restées bloquées en moyenne 23.7 % du temps du fait de la fermeture des vannes. Durant la même période, lorsque les vannes étaient ouvertes, les espèces ont rencontrées des vitesses limitantes dans les chenaux 21.4% du temps. L'effet bloquant global de l'ouvrage, lors des migrations d'entrée dans la lagune, est donc estimé à 40% (toutes espèces confondues).
- Lors de la migration de sortie de la lagune, les espèces sont restées bloquées en moyenne 43.5 % du temps du fait de la fermeture des vannes. Durant la même période, lorsque les vannes étaient ouvertes, les espèces ont rencontrées des vitesses limitantes dans les chenaux 52.4% du temps. L'effet bloquant global de l'ouvrage, lors des migrations de sortie de la lagune, est donc estimé à 73.1% (toutes espèces confondues).

Un blocage important des processus migratoire a donc été identifié au droit de l'ouvrage ; et ce dans les deux sens de migration.

Au vu des éléments de diagnostic établi, il est impératif, pour rétablir la continuité écologique au droit du pertuis de la Fourcade, d'assurer une continuité permanente entre la mer et les étangs, et de réduire les vitesses transitant au droit des chenaux via un aménagement piscicole spécifique.

## 2.4.2 Géométrie de la passe à poissons et fonctionnalité

Le dispositif retenu dans le cadre de l'étude menée par la commune des Saintes-Maries-de-la-Mer est constitué de deux passes complémentaires accolées répondant aux capacités de franchissement des espèces visées, à savoir une passe avec un tapis picot, permettant la reptation de l'anguille et des civelles, et une passe à macro-rugosités permettant le franchissement des espèces par la nage en réduisant les vitesses débitantes.

### 2.4.2.1 Caractéristiques géométriques de la passe à anguilles

La passe à anguilles répondra aux caractéristiques géométriques suivantes :

- **Caractéristiques géométriques générales :**
  - Largeur de la passe : 3 m.
  - Pente longitudinale de la rampe : 0 % (pas de pente) ;
  - Différence de niveau entre les radiers amont et aval de la rampe : 0 cm
  - Longueur totale du dispositif : 10 m (correspondant à la largeur du Pertuis)

- **Côtes de l'entrée hydraulique du dispositif de franchissement (identique de part et d'autre du Pertuis) :**
  - Côte du point bas (entrée hydraulique) : - 0.25 m NGF
  - Côte du point haut de la passe (entrée hydraulique) : 0.50 m NGF
  - Devers latéral : 25 %
- **Type de rugosité de fond :**
  - Tapis picots de montaison pour passe à anguille en élastomère.
  - Hauteur des picots : 25 mm, adapté à la montaison de la civelle, mais convenant aussi à des stades de développement plus avancés.
  - Une résistance à l'abrasion importante (sable, bois, graviers...);
  - Une résistance aux UV et à la lumière ;
  - Une mise en œuvre facile, avec possibilité de maintenance.

Ce dispositif, caractérisé par un devers latéral, assurera une voie de passage pour la reptation de l'anguille au niveau de la frange humide pour l'ensemble des niveaux de marnage envisagés et dans les deux sens de fonctionnement.

La passe sera équipée d'une vanne motorisée et automatisée coté grau.

#### 2.4.2.2 Caractéristiques géométriques de la passe à macrorugosités

La passe à macrorugosités répondra aux caractéristiques géométriques suivantes :

- **Caractéristiques géométriques générales :**
  - Largeur de la passe : 3 m
  - Pente longitudinale de la rampe : 0 % (pas de pente)
  - Différence de niveau entre les radiers amont et aval de la rampe : 0 cm ;
  - Longueur totale du dispositif : 10 m
- **Côtes de l'entrée hydraulique du dispositif de franchissement :**
  - Côte du radier (entrée hydraulique) : - 0.40 m NGF
  - Devers latéral : aucun devers, passe à fond plat.
- **Dimensions des blocs :**
  - Type de blocs : blocs à face arrondies
  - Diamètre des blocs : 0.30 m
  - Hauteur émergente des blocs : 0.85 m
  - Concentration des blocs : 16.0 %
  - Espacement latéral d'axe à axe : 0.75 m
  - Espacement longitudinal d'axe à axe : 0.75 m
- **Rugosité de fond de passe avec un support adapté pour assurer la reptation des anguilles et civelles composée de rugosités de fond (blocs 50 – 100 mm enchâssés dans le béton).**

La passe sera équipée d'une vanne motorisée et automatisée coté grau.

#### 2.4.2.3 Schémas côtés des aménagements

Les schémas ci-dessous présentent en plan et en coupe les aménagements envisagés.

Figure 5 : Schémas en plan de la passe à macrorugosités proposée au droit du Pertuis de la Fourcade

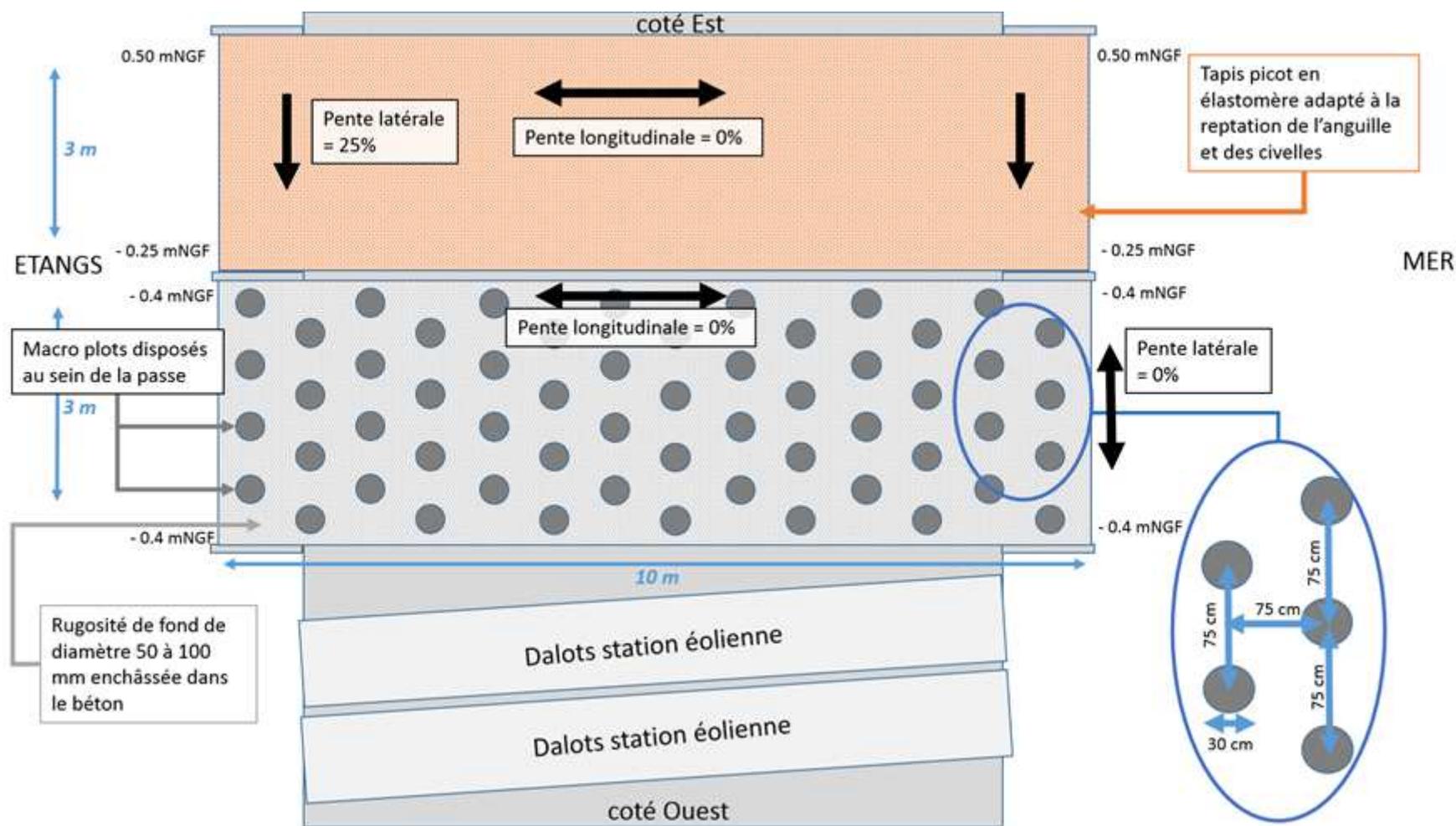


Figure 6 : Schémas en coupe de la passe à macrorugosités et de la passe à anguilles proposées au droit du Pertuis de la Fourcade

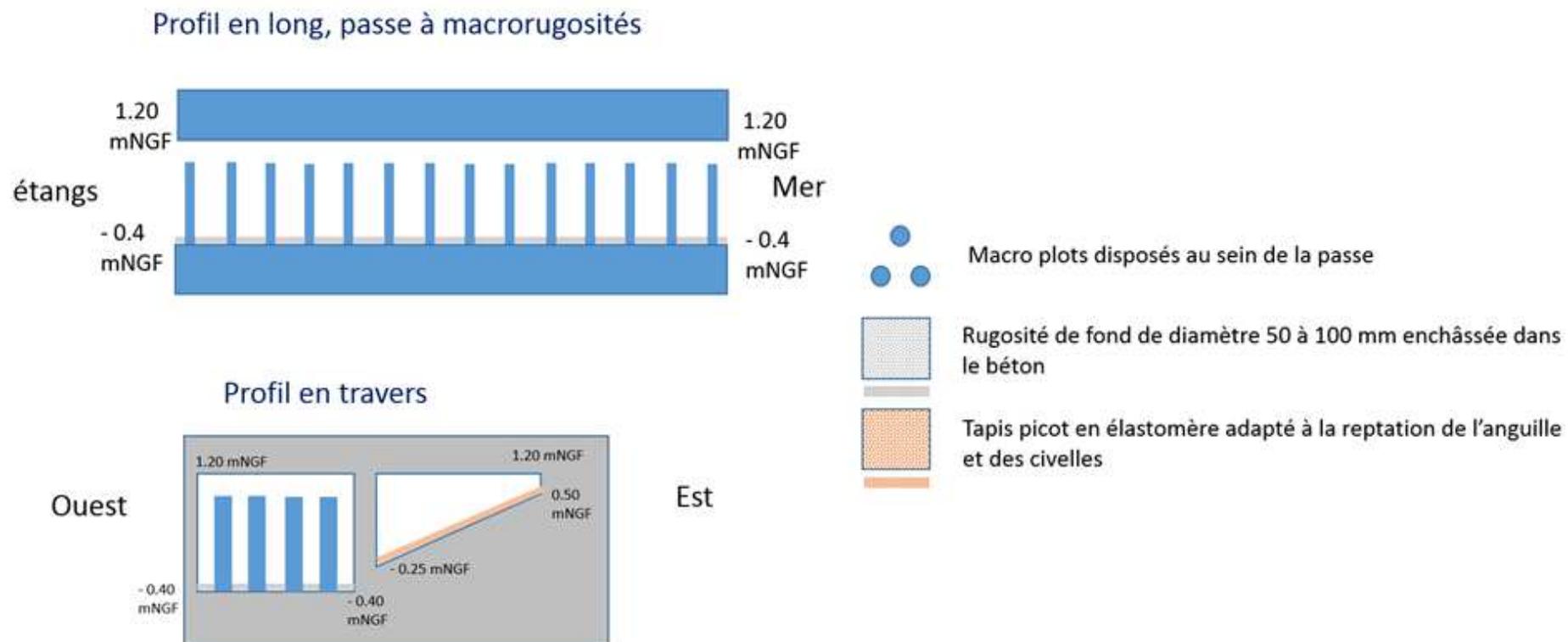
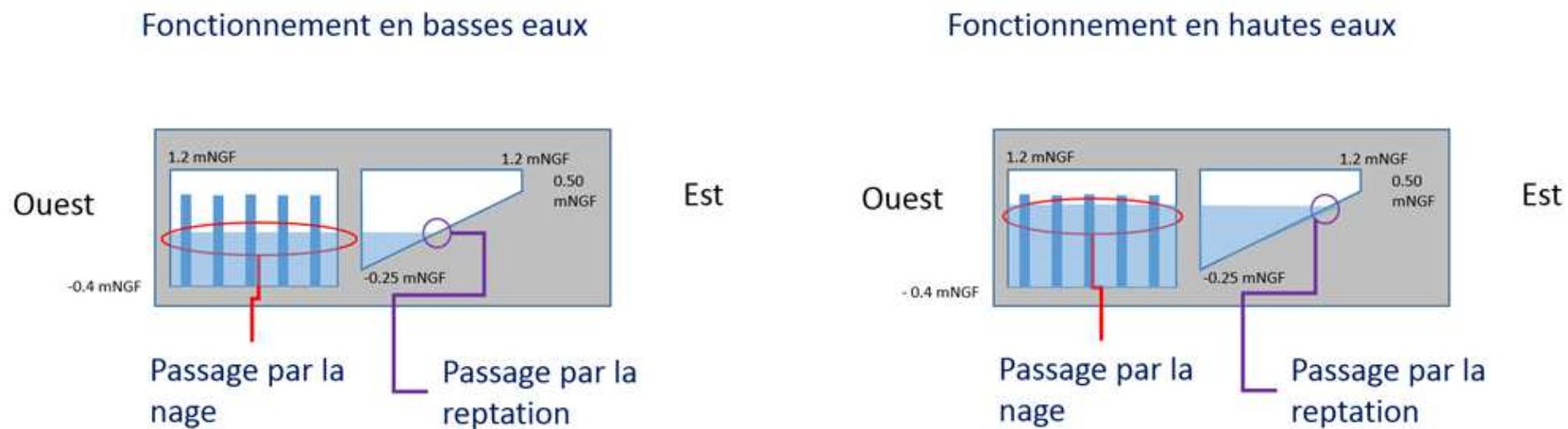


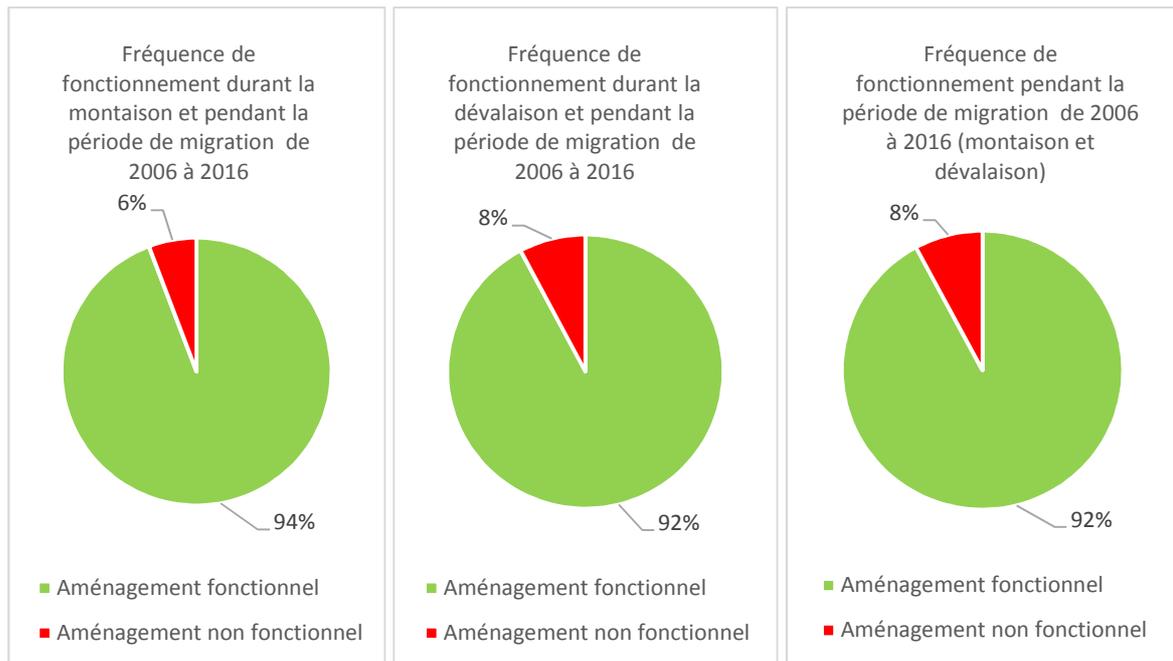
Figure 7 : Fonctionnement au quotidien du dispositif



#### 2.4.2.4 Fonctionnalité de la passe durant les périodes de migration

Les résultats des outils de dimensionnement réalisés en concertation avec l'AFB à l'occasion de l'étude de faisabilité de la restauration de la continuité écologique au droit du pertuis de la Fourcade, portée par la commune des Saintes Maries de la Mer, sont présentés ci-dessous pour la période de migration considérée entre janvier et mai.

Figure 8 : Fréquence pluriannuelle de fonctionnement de la passe à macrorugosités durant la période de migration de janvier à mai (2006 à 2016)



L'analyse du fonctionnement de la passe durant la période de migration des espèces informe que celle-ci est fonctionnelle 94% du temps durant la montaison, 92 % durant la dévalaison et 92% pour les deux sens (montaison et dévalaison).

##### 2.4.2.1 Vantellerie, fermeture des passes

Les passes devront être fermées lors de niveaux d'eau importants marins ou fluviaux, soit dès atteinte de la cote de plan d'eau **+0.60 m NGF** en amont ou aval du pertuis.

Il a été prévu en solution de base la mise en place de vannes crémaillères motorisées et automatisées sur les sections aval des passes dans le but de les protéger en cas de fortes tempêtes : impacts des vagues, flottants projetés...

Lors de l'évacuation d'une crue dans l'Etang de Vaccarès, les vannes aval seront fermées. Les passes ne seront soumises à aucune vitesse d'écoulement.

Toutefois, il a été chiffré en option la mise en place de deux vannes supplémentaires automatisées sur les sections amont. L'intérêt est de limiter l'ensablement lors de l'évacuation d'une crue.

## 2.5 GEOTECHNIQUE

### 2.5.1 Contenu de la mission

#### 2.5.1.1 Cadre de l'intervention

A la demande et pour le compte du SYMADREM, la société BRL ingénierie a effectué une étude géotechnique de conception Avant-Projet (G2AVP) dans le cadre du projet d'augmentation de la capacité d'évacuation et l'automatisation du pertuis de la Fourcade (commune de Saintes-Maries-de-la-Mer 13460)

#### 2.5.1.2 Description du projet

Le Plan Rhône intègre un volet d'actions pour le ressuyage des eaux déversées dans les zones protégées. C'est dans ce contexte que le Parc Naturel Régional de Camargue (PNRC) a assuré la maîtrise d'ouvrage d'une étude générale d'amélioration du ressuyage en Camargue insulaire.

Cette étude, réalisée par BRL Ingénierie en 2013, a mis en évidence, entre autres actions prioritaires sur ce territoire, la nécessité d'augmentation de la capacité d'évacuation gravitaire à la mer par la réhabilitation des pertuis de la Comtesse et de la Fourcade, avec augmentation de la capacité d'évacuation et automatisation du pertuis de la Fourcade.

Un diagnostic structurel de l'ouvrage comprenant des investigations sur l'état du génie civil et des fondations, a permis de statuer sur la non possibilité de conserver la partie Est du pertuis (construite il y a soixante ans) au vu de son état structurel et de sa stabilité au regard des sollicitations attendues.

Il s'agit donc au stade des études d'avant-projet d'étudier la solution retenue : déconstruction de l'ouvrage existant et conception d'un ouvrage permettant d'intégrer les nouvelles contraintes hydrauliques.

#### 2.5.1.3 Références

- Mission géotechnique G1-PGC, Fondasol 2016, reportée en annexe n°1 ;
- Plan topographiques et bathymétriques, ATGTSM 2016 ;
- Etude de diagnostic : augmentation de la capacité d'évacuation et automatisation du pertuis de la Fourcade, BRLi 2016.

#### 2.5.1.4 Situation géographique – contexte topographique

L'ouvrage étudié se trouve le long du trait de côte, à la fin de l'avenue Commandant Jacques-Yves Cousteau à 1.5 km de l'Est du centre-ville de la commune de Saintes-Maries-de-la-Mer 13460.

Ci-dessous un plan de localisation précisant la position de la zone d'étude :



Figure 9 : Plan de localisation de la zone d'étude

Selon le plan topographique du site réalisé par le cabinet ATGTSM entre le 24/10/2016 et le 03/11/2016, l'altitude de la zone d'étude est comprise entre 1.50 et 2.10 m NGF.

De plus, deux bornes géodésiques de l'IGN sont présentes sur l'ouvrage référencées sous les matricules M.C.D3-136 et M.C.D3-136a

### 2.5.1.5 But de la mission

La présente étude est établie par BRL ingénierie dont le but est de :

- déterminer les caractéristiques géomécaniques de calcul à partir des investigations géotechniques réalisés par Fondasol en novembre 2016 dans le cadre d'une mission G1-PGC. Aucun sondage complémentaire n'a été réalisé dans le cadre de cette mission.
- proposer, dans leurs principes, les solutions de fondations, terrassements et soutènements à envisager pour le projet projeté.

Cette mission correspond à une étude géotechnique de conception phase avant-projet (prestation référencée G2 AVP), selon la norme NFP 94 500 des missions géotechniques datée de novembre 2013.

La conception et le pré-dimensionnement des fondations, terrassements, soutènements et démolitions (G2 phase projet) du pertuis existant ne font pas partie de la présente mission.

Le diagnostic environnemental du site ne fait pas non plus partie de la présente mission.

### 2.5.1.6 Données

La présente étude se base sur la campagne de reconnaissance réalisé par Fondasol et du rapport G1-PGC (Réf. : EM0.16.162.001.IndA) résultant. Dans cette phase d'étude, les investigations géotechniques suivantes ont été réalisées :

Essais in-situ :

- 1 sondage pressiométrique (SP) de 15m de profondeur, avec a réalisation d'un essai pressiométrique par mètre (au total 14 essais) ;
- 2 sondages au pénétromètre statique à la pointe piézocône (CPTu) descendus à 15m de profondeur ;

- 1 sondage au pénétromètre statique à la pointe piézocône (CPTu) descendu à 6m de profondeur ;
- 1 sondage carotté (SC) de 116mm de diamètre descendu à 15m de profondeur, avec prélèvement de 4 échantillons intacts
- 2 sondages carottés (SCS) de la structure du pertuis, descendus à 3.20 et 3.60 de profondeur
- 2 essais de perméabilité de type Lefranc au droit du sondage SC1

L'implantation de l'ensemble de ces sondages est présentée ci-dessous :



Figure 10 : Implantation des sondages géotechniques réalisés par Fondasol 2016

Les cotes NGF des différents sondages ont été estimées à partir du plan topographique (ATGTSM) de 2016, et sont rappelées ci-dessous :

Sondage	SPI	CPTu1	CPTu2	SC1	SC2	SC3
Cote NGF	1.80	1.80	1.80	1.80	2.05	1.80

Tableau 4 : Cotes en tête des différents sondages réalisés par Fondasol 2016

Essai en laboratoire :

- Essai d'identification :
  - o 3 teneurs en eau
  - o 3 valeurs de bleu
  - o 3 analyses granulométriques
- Essai de caractérisation mécanique :
  - o 1 essai de cisaillement CD
  - o 1 essai de triaxial CU+U

## 2.5.2 Résultats des investigations géotechniques et enquêtes

### 2.5.2.1 Enquête documentaire

D'après le portail des risques majeurs du ministère de l'écologie et du développement durable, les risques naturels sur la commune de Saintes-Maries-de-la-Mer sont :

RISQUES	SOURCE	ANALYSE DES RISQUES
Mouvement de terrain		Erosion des berges
PPR inondation		<input checked="" type="checkbox"/> terrain en zone inondable <input type="checkbox"/> terrain en dehors de zone inondable
Aléa gonflement des argiles		<input type="checkbox"/> Aléa fort <input type="checkbox"/> Aléa moyen <input checked="" type="checkbox"/> Aléa faible <input type="checkbox"/> A priori nul
Remontée de nappes		<input type="checkbox"/> sensibilité très faible à inexistante <input type="checkbox"/> sensibilité très faible <input type="checkbox"/> sensibilité faible <input type="checkbox"/> sensibilité moyenne <input type="checkbox"/> sensibilité forte <input type="checkbox"/> sensibilité très élevée, nappe affleurante <input checked="" type="checkbox"/> non réalisé
Risque sismique		<input checked="" type="checkbox"/> Zone 1 : sismicité très faible <input type="checkbox"/> Zone 2 : sismicité faible <input type="checkbox"/> Zone 3 : sismicité modérée <input type="checkbox"/> Zone 4 : sismicité moyenne <input type="checkbox"/> Zone 5 : sismicité forte

Tableau 5 : Enquête documentaire - la commune face aux risques

## 2.5.2.2 Contexte géologique

### 2.5.2.2.1 Contexte général

Selon la carte imprimée au 1/50 000 du BRGM de la commune de Saintes-Maries-de-la-Mer, le site se trouve au sein des formations sableuses légèrement envasées de l'arrière plage

Il s'agit de sables de bourrelet très uniformes, bien classés, ils proviennent essentiellement du tri et du transfert littoral des sédiments amenés par le Grand Rhône. Ils peuvent contenir des débris coquilliers.

Un recouvrement de remblais est attendu en surface du terrain, en raison des précédents aménagements du site.



Figure 11 : Extrait de la carte géologique - source : BRGM

### 2.5.2.2.2 Informations issus des sondages de reconnaissance

Les sondages de reconnaissance géologique, ont permis de préciser le contexte géologique du site et ont mis en évidence, sous une épaisseur de remblai de 0.3 à 0.8 m, les formations suivantes, avec du haut vers le bas :

- De l'argile sableuse avec débris coquilliers et petits galets et localement des passages de matière organique noirâtre, rencontrée jusqu'à des profondeurs variant entre 1.50 et 4.00m;
- Des sables fins gris voir noirs plus ou moins argileux, avec passage de matière organique, rencontrés jusqu'à des profondeurs variant entre 9.50 et 11.70m ;
- Des argiles sableuses, localement vasardes, rencontrés jusqu'à la base des sondages SP1 et SC1 soit à une profondeur égale à 15m.

### 2.5.2.2.3 Synthèse

Le tableau suivant synthétise la profondeur approximative des différentes couches de terrains précédemment évoquées, au droit des sondages réalisés, par rapport au niveau du terrain le jour d'intervention (Novembre 2016) :

Sondage	Ar1	Sa1	Ar2
	Argile sableuse avec débris coquilliers	Sables fins	Argiles sableuses, vasardes
	Profondeur (m NGF)	Profondeur (m NGF)	Profondeur (m NGF)
SC1	-2.20	-9.90	>-13.20(***)
SC2	>-1.30(*)	-	-
SC3	>-1.80(**)	-	-
SP1	0.30	-7.70	-13.20(**)
CPTU1	-1.70	-7.70	-13.20(**)
CPTU2	-1.20	-7.70	-13.20(**)

Tableau 6 : Lithologie enregistrée à partir des sondages de reconnaissances- Fondadol 2016

(\*) : Sondage de reconnaissance géologique descendus à 3,30 m de profondeur.

(\*\*) : Sondage de reconnaissance géologique descendus à 3,60 m de profondeur.

(\*\*\*) : Sondages de reconnaissance géologique descendus à 15,00 m de profondeur.

### 2.5.2.3 Contexte hydrogéologique

Lors des investigations menées par Fondasol en novembre 2016, des arrivées d'eau ont été rencontrées au droit des sondages SP1 et SC1 entre 1.0 et 1.60m de profondeur et entre 1.30 et 1.50m de profondeur au droit des essais pénétrométriques. Ces niveaux sont non statiques et non stabilisés.

Compte tenu de la morphologie du site, les niveaux d'eau relevés correspondent à un niveau de nappe, en relation hydraulique avec le cours d'eau.

Dans tous les cas, les niveaux d'eau relevés sont non statiques et ne représentent pas forcément les niveaux maximaux pouvant se produire et peuvent probablement remonter à une profondeur moindre, voire en surface, pendant et après des épisodes pluvieux intenses et/ou prolongés par exemple ou suivant les saisons, et en fonction du régime de crues du cours d'eau.

### 2.5.2.4 Première approche de la perméabilité des sols

Une première approche de la perméabilité des terrains a été évaluée in situ par des essais ponctuels de type LEFRANC réalisés au-dessous du niveau de la nappe (norme NF P 94-132).

Les différentes méthodes d'interprétation des essais réalisés au droit du sondage SC1 conduisent aux valeurs de perméabilités suivantes :

Essai	profondeurs (m)		Nature Sol	Perméabilité mesurée l'injection	Perméabilité mesurée après l'injection
				(m/s) pendant	(m/s)
Lefranc	2.0	3.0	Argile sableuse avec débris coquilliers	2,5 E-06 m/s	1.0 E-07 m/s
Lefranc	4.0	5.0	Sable fin peu argileux	2,2 E-05 m/s	1,0 E-05 m/s

Tableau 7 : Essais de perméabilité -Fondasol 2016

L'interprétation des essais nous conduit à des valeurs de perméabilité faibles, de l'ordre de  $10^{-6}$  m/s pour le faciès Ar1 : argile sableuse avec débris coquilliers et de l'ordre de  $10^{-5}$  m/s pour les sables fins.

Ces essais doivent être considérés avec prudence en raison de leur caractère ponctuel. La perméabilité des terrains du site peut s'avérer hétérogène tant verticalement que latéralement, en fonction de la nature des terrains, et de la présence de passages plus sableux, caillouteux, graveleux et ou de blocs.

La réalisation d'essais de perméabilités complémentaires est à notre sens à prévoir dans le cadre des études ultérieures, pour caractériser au mieux les terrains d'assise sur l'ensemble du projet, utiles pour appréhender les phénomènes de boulangerie et d'affouillement.

### 2.5.2.5 Résultats du sondage pressiométrique SP1

Des essais pressiométriques, exécutés suivant le mode opératoire de la norme NFP 94-110, ont été réalisés dans le sondage SP1. Les grandeurs représentatives des caractéristiques mécaniques des sols testés sont le module de déformation pressiométrique EM (MPa), et la pression limite nette pressiométrique  $p^*l$  (MPa).

Les résultats obtenus figurent sur la coupe d'interprétation géologique (Cf. rapport G1-PGC, Fondasol 2016).

D'une manière générale, les formations argileuses avec débris (Ar1), sous-jacentes aux remblais de recouvrement (aucun essai dans ces formations), décelées jusqu'à 1.5 m de profondeur environ, présentent des caractéristiques mécaniques faibles, avec :

$$\begin{aligned} EM &= 6.7 \text{ MPa (1 essai dans cette formation)} \\ p^*l - p_0 &= 0.54 \text{ MPa (1 essai dans cette formation)} \end{aligned}$$

Les formations sablo-argileuse (Sa1), traversées jusqu'à 9.50 m de profondeur, présentent des caractéristiques mécaniques faibles jusqu'à 6 m :

$$\begin{aligned} 3.70 \leq EM \leq 7.00 \text{ MPa (5 essais dans cette formation)} \\ 0.28 \leq p^*l - p_0 \leq 0.63 \text{ MPa (5 essais dans cette formation)} \end{aligned}$$

Puis moyennes jusqu'à 9.5 m de profondeur

$$\begin{aligned} 7.50 \leq EM \leq 11.50 \text{ MPa (3 essais dans cette formation)} \\ 0.93 \leq p^*l - p_0 \leq 1.17 \text{ MPa (3 essais dans cette formation)} \end{aligned}$$

Au-delà et jusqu'à la base du sondage (15 m de profondeur), les argiles sableuses localement vasardes (Ar3) présentent des caractéristiques mécaniques faibles à moyennes, avec :

$$3.70 \leq EM \leq 8.10 \text{ MPa (3 essais dans cette formation)}$$

$$0.41 \leq p_i - p_0 \leq 0.60 \text{ MPa (3 essais dans cette formation)}$$

Rappelons toutefois que des lentilles sableuses ou des poches argileuses de moindre compacité pourraient être rencontrées dans cet horizon géologique.

### 2.5.2.6 Résultats des sondages pénétrométriques CPT

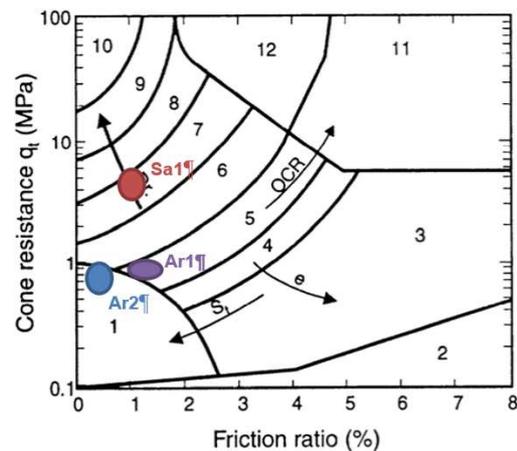
Les essais de pénétration statiques CPTU1, CPTU2 et CPTU3, exécutés au moyen d'un pénétromètre statique avec mesure de la pression interstitielle au piézocône.

Ces essais ont permis de mesurer la résistance à l'enfoncement de la pointe  $q_c$ , le frottement latéral mesuré ( $f_r$ ) sur le manchon et la pression interstitielle ( $u$ ) à vitesse constante à l'aide de capteurs électriques.

Les essais CPTU1 et CPTU2 confirment la lithologie révélée par les essais pressiométriques soit : une présence de sol à dominante argileuse (Ar1) en tête et jusqu'à 3 à 4 m de profondeur puis un faciès plus sableux (Sa1) jusqu'à 10 m de profondeur environ ; au-delà on rencontre une couche de matériaux plus fins qui correspondent au faciès (Ar2).

Zone	Soil Behavior Type
1	Sensitive fine grained
2	Organic material
3	Clay
4	Silty Clay to clay
5	Clayey silt to silty clay
6	Sandy silt to clayey silt
7	Silty sand to sandy silt
8	Sand to silty sand
9	Sand
10	Gravelly sand to sand
11	Very stiff fine grained*
12	Sand to clayey sand*

\* Overconsolidated or cemented



Quant à l'essai CPTU3, il a mis en évidence la lithologie suivante : sols à dominante sableuse (type 8-classification de Robertson) jusqu'à 2m de profondeur, des sols plutôt argileux sableuse (type 5 - classification de Robertson) jusqu'à 4m et puis des sols à dominante sableuse à nouveau au-delà et (type 7/8-classification de Robertson) jusqu'à 6m de profondeur (fin de l'essai.)

### 2.5.2.7 Résultats des essais en laboratoire

Des échantillons de sol intacts prélevés au droit du sondage SC1 ont fait l'objet d'essais en laboratoire dont les résultats sont présentés dans le tableau page suivante :

Sondage [prof. (m)]	SC1 3.40 à 3.90 m/TN	SC1 6.50 à 7.00 m/TN	SC1 9.30 à 10.30 m/TN
Nature du terrain	Argile sableuse	Sable	sable

Teneur en eau W (%)	31.3	26.2	19.3
Masse volumique sèche (kg/m <sup>3</sup> )	-	-	-
Masse volumique humide (kg/m <sup>3</sup> )	-	-	-
D <sub>max</sub> (mm)	6	1	12
% de passant à 50mm	100	100	100
% de passant à 20mm	100	100	100
% de passant à 5mm	99.93	100	98.61
% de passant à 2 mm	99.65	100	98.44
% de passant à 80 μm	84.50	10.74	12.93
VBS	3.77	0.15	0.33
Cohésion effective C' (kPa)	11.3	-	0
Angle de frottement effectif Φ' (°)	33.2	-	42
Classe GTR	A2	B1	B5
Teneur en matière organique (%)	-	-	-

Tableau 8 : Résultats des essais en laboratoire

## 2.5.3 Application aux ouvrages géotechniques – recommandations

### 2.5.3.1 Préambule

Au niveau de la phase d'avant-projet G2 AVP réalisée, seules les indications géotechniques générales peuvent être présentées. Afin de poursuivre la mission de conception géotechnique G2, la phase Projet (G2 PRO) est indispensable avant la phase DCE/ACT (étude des quantités, coût et délais d'exécution des ouvrages).

En ce qui concerne le présent document, il s'agit d'une étude d'ingénierie géotechnique d'avant-projet G2 AVP relative au modalité de réalisation des travaux de réhabilitation du puits, selon la norme NFP 94-500 des missions géotechniques datée de novembre 2013.

### 2.5.3.2 Réemploi des matériaux

Selon le GTR92 les matériaux rencontrés sont de type :

- A2 : matériaux fins, il s'agit de **la classe de sol qui se prête le plus aux travaux de terrassement**. Il est à exclure les matériaux très humides de cette classe, qui sont inutilisables en l'état.
- B1 : matériaux sableux **généralement insensibles à l'eau**. Mais, dans certains cas (extraction dans la nappe, cette insensibilité devra être confirmée (étude complémentaire, planche d'essais...))
- B5 : matériaux sableux, la proportion de fines et la faible plasticité de ces dernières, rapprochent beaucoup le comportement de ces sols de celui des sols A1 : Il s'agit de sols moyennement plastiques, et **potentiellement sensibles aux variations hydriques**.

### 2.5.3.3 Mode de fondation

#### 2.5.3.3.1 Type – profondeur d'ancrage

Au vue des charges de l'ouvrage projeté à reprendre par les fondations :

- Structure béton correspondant au tablier + voiles+ radier = 20.4 t/ml
- Superstructures correspondant à l'enrobé + remblais + garde-corps + muret = 16.4t/ml,

que les sous-pressions dans les cas normal et exceptionnel sont inférieures à la somme des efforts induits par le poids de la structure et de la superstructure (Cf. la note de calcul NDC101 : note de calcul du demi-ouvrage Est).

Et que les reconnaissances réalisés attestent que l'ouvrage existant est fondé sur un radier. La réalisation d'un radier pour le nouvel ouvrage est envisageable.

La base du radier devra être descendue au-delà de la base des remblais, et des éventuels terrains remaniés présents en fond de fouille du fait des terrassements et démolitions, et être ancrée en dessous de -0.80 mNGF dans les sols en place.

Le radier pourra ensuite être coulé sur un horizon de matériaux d'apport, destiné à homogénéiser le fond.

### 2.5.3.3.2 Contraintes de calcul

Les contraintes de calcul sont déterminées à partir des résultats des essais pressiométriques et d'après les recommandations EUROCODES 7.

Aux niveaux évoqués plus haut, dans le cas de la mise en œuvre d'un radier et pour un ancrage uniforme au sein des formations à dominante argilo-limoneuses, nous proposons de limiter la valeur de la contrainte de calcul aux E.L.S. (contrainte admissible) à la base de la couche d'assise du radier de l'ouvrage à la valeur suivante :

$$q_{ELS} = 0.10 \text{ MPa (1.0 bar)}$$

La contrainte de référence aux ELU est :  $q_{ELU} = 0.15 \text{ MPa}$

N.B. : Contrainte volontairement minorée pour limiter l'amplitude des tassements

### 2.5.3.3.3 Pré-dimensionnement relatif aux tassements

Nous proposons de calculer l'ordre de grandeur des tassements au droit du radier de l'ouvrage à partir des essais pressiométriques.

Le calcul de tassement a été effectué, à titre d'exemple, pour une contrainte aux ELS, à la base du radier, de 0.021 MPa (considérant des descentes de charge de l'ordre de 3.4t/m<sup>2</sup> et une contrainte effective au niveau de la fondation de l'ordre de 1.3t/m<sup>2</sup> correspondant à un encastrement de 0.8m)

Pour une telle contrainte (0.021 MPa) et pour un radier descendu à la profondeur D=0.8m., nous avons calculé les tassements absolus théoriques suivants :

Contrainte à la base du radier apportant une contrainte au sol de 0.013 MPa aux ELS	
Sondage	Tassement globale théorique (cm)
SP1	1.5 à 2.0

N.B. :

Le calcul réalisé ci-avant est à titre indicatif, des calculs de tassements précis (modélisation aux éléments finis par exemple) devront être réalisés au niveau des études de conception en phase projet, afin de tenir compte des descentes de charges réelles (et des éventuelles concentrations contraintes sous radiers liées à d'éventuelles concentrations de charges) et des profondeurs de décaissement finales dans les différents secteurs du projet).

Les tassements différentiels entre les différents blocs de construction inégalement chargés ou fondés à des niveaux différents devront notamment être évalués. En effet, des tassements différentiels sont à craindre entre les blocs comportant des niveaux de superstructures qui varient.

### 2.5.3.3.4 Descriptions particulières concernant la couche d'assise du radier

Comme vu précédemment, la mise en œuvre d'une couche d'assise du radier pourra être prévue en fond de terrassement, ceci afin d'homogénéiser l'assise qui pourrait être hétérogène, de régler le plan de pose du radier.

Cette couche sera dans ce cas constituée de matériaux d'apports insensibles à l'eau de type D2 de la classification LCPC/SETRA par exemple (matériaux de carrière de type GNT 0/20, 0/31.5, 0/80, 0/100, ou ballast enveloppé dans un géotextile par exemple) et sera mise en œuvre suivant les règles de l'art et les recommandations en vigueur.

Rappelons que si le fond de forme est boueux (ce qui sera vraisemblablement le cas – argiles humides voire saturées en eau), il sera nécessaire de le clouter à l'aide de ballast.

La base du radier devra dans tous les cas être descendue au-delà de la base des remblais, et des éventuels terrains remaniés présents en fond de fouille du fait des terrassements, et être ancrée de 0.8 m au minimum dans les sols en place.

#### 2.5.3.4 Terrassements – Soutènements

Les terrains concernés par les terrassements seront a priori de nature argilo-limoneuse à argilo-sableuse, sachant que la présence de blocs ou d'anciennes infrastructures est possible au sein des remblais, dans certains secteurs.

Ainsi, l'usage du brise roche (si nécessaire en cas de présence d'anciennes infrastructures enterrées par exemple), serait fait avec les précautions suffisantes en regard de l'environnement et du contexte général du projet.

Rappelons que les terrassements seront réalisés en présence d'eau, ainsi, des parades devront être envisagées lors des travaux pour limiter les arrivées d'eau au niveau des terrains décaissés et en fond de fouille; de ce fait, des dispositions relatives aux travaux en présence d'eau (pompages) devront être étudiées et associées à des soutènements continus et étanches (de type palplanches par exemple).

Dans le cas où des talus provisoires sont envisagés au cours des travaux, il est impératif, au vu des conditions du site (niveau d'eau, lithologie), de réaliser des études de stabilité des pentes conformément aux prescriptions de l'eurocode 7. Il est proposé de retenir les caractéristiques géomécaniques des sols fournies par Fondasol (G1-PGC/2016), rappelées ci-après :

Remblais :

- $c' = 0$  kPa
- $\varphi' = 25$  à  $30^\circ$
- $Y = 16$  kN/m<sup>3</sup>

Sables +/- argileux à passages vasards :

- $c' = 0$  kPa
- $\varphi' = 25$  à  $30^\circ$
- $Y = 17$  à  $18$  kN/m<sup>3</sup>

Argiles sableuses localement vasardes :

- $c' = 2$  à  $6$  kPa
- $\varphi' = 20$  à  $25^\circ$
- $Y = 17$  kN/m<sup>3</sup>

La réalisation d'essais de perméabilité complémentaires et d'un essai de pompage est à prévoir, en phase de conception et préalablement au démarrage des travaux, de manière à affiner la perméabilité des formations concernées par le projet et ainsi calculer les fiches hydrauliques nécessaires, et estimer les débits d'exhaure.

#### 2.5.3.5 Prise en compte des règles parasismiques

La commune de Saintes-Maries-de-la-Mer est classée en zone de sismicité très faible, zone 1, selon le zonage sismique de la France en vigueur depuis le 1<sup>er</sup> mai 2011.

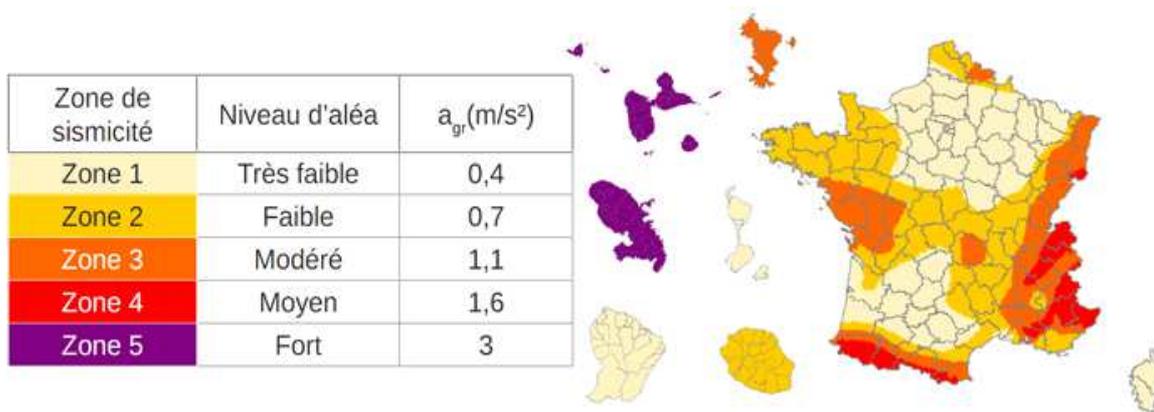


Figure 12 : Zonage sismique de la France (décret du 1er mai 2011)

En référence à l'Eurocode 8 et à la réglementation parasismique 2010, il conviendrait de prendre en compte les hypothèses suivantes, pour un ancrage des fondations dans les formations argilo-limoneux à argilo-sableux :

Zone sismique	1
Classe de sol	D

Compte tenu de la faible sismicité du site, et selon les recommandations « *Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques* » de novembre 2014 », la vérification du risque potentiel de liquéfaction est non imposé.

Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	Non imposé	Non imposé	Non imposé	Non imposé
2	Non imposé	Non imposé	Non imposé	Oui
3	Non imposé	Non imposé	Oui	Oui
4	Non imposé	Oui	Oui	Oui
5	Oui	Oui	Oui	Oui

Tableau 9 : Exigence de vérification de l'absence de risque potentiel de liquéfaction - extrait du rapport : *Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques*

## 2.6 GENIE-CIVIL

### 2.6.1 Principes généraux

A l'issue de la phase DIA le principe d'une démolition et d'une reconstruction complète du pertuis a été retenu. Par ailleurs les études hydrauliques ont conduit à prévoir une largeur hydraulique d'environ 29 m pour le ressuyage des étangs. De plus, il a été décidé d'adjoindre à l'ouvrage 2 passes de franchissement piscicoles de 3 m de largeur chacune à placer au plus près de l'exutoire de la station de refoulement de l'Eolienne, afin de bénéficier de son débit d'attrait. L'ouvrage à reconstruire doit enfin permettre la circulation des piétons, cyclistes, cavaliers et véhicules le long de la digue à la mer. Une chaussée de 7,1 m- comme précédemment, doit permettre le franchissement de l'ouvrage.

Le nouvel ouvrage reprend les principes constructifs de la partie Est de l'ouvrage existant (la plus récente). Il est fondé sur un radier de dimensions en plan  $L \times l = 42,6 \text{ m} \times 11,0 \text{ m}$ . Il comporte donc, de l'Ouest (côté Saintes-Maries-de-la-Mer) vers l'Est (côté phare de la Gachole) : 2 passes piscicoles de 3,0 m de large et 18,0 pertuis de 1,6 m de large. Son extrémité Ouest est calée sur celle de l'ouvrage existant.

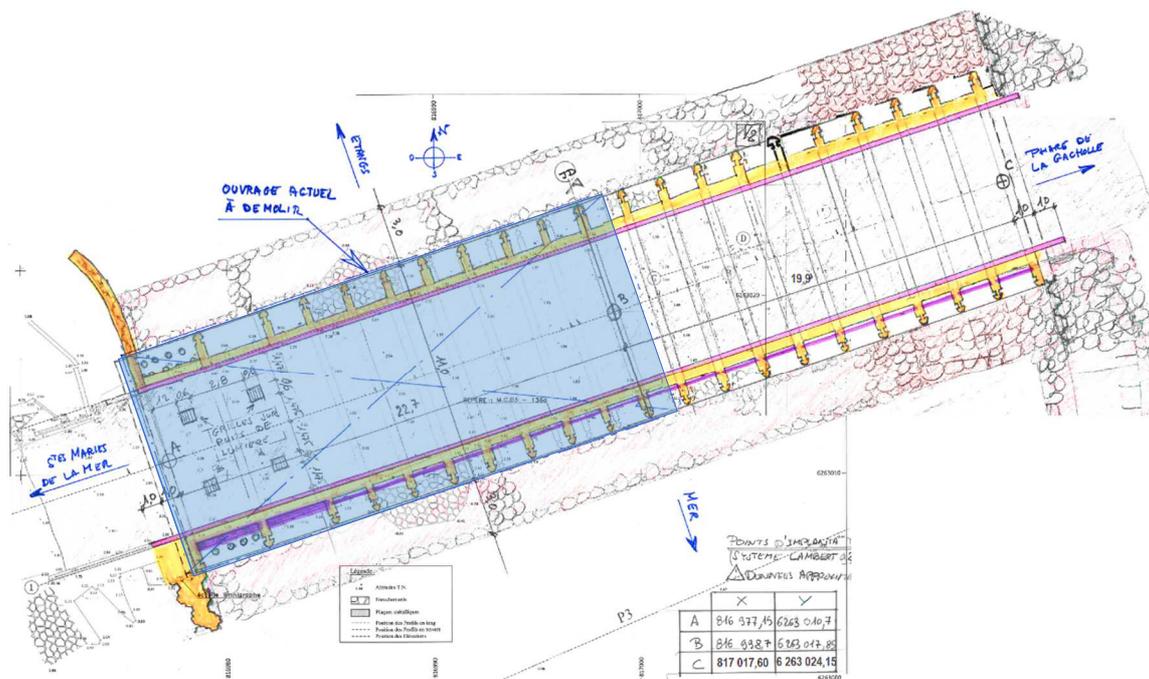


Figure 13 : Schéma du pertuis projeté - vue en plan

### 2.6.2 Hypothèses

L'ouvrage est fondé sur radier. La capacité portante du sol à respecter est de 1,24 bars à l'ELS caractéristique et 1,85 bar à l'ELU fondamental.

L'ouvrage sera réalisé en béton C45/50 afin de mieux résister aux agressions de l'eau de mer. Les armatures seront dimensionnées de manière à limiter l'ouverture des fissures aux ELS fréquent à 0,2 mm.

S'agissant de la voie routière, elle sera dimensionnée comme une voie de catégorie 2 apte à supporter le système de charge de l'Eurocode 1 TS1 + UDL.

### 2.6.3 Fondations

La capacité portante du sol est faible. Mais le sol – argileux en partie supérieure et sableux en profondeur – n'est pas vasard. On peut donc envisager une fondation sur radier.

Le radier a les caractéristiques suivantes :

- Longueur totale : 44,6 m
- Largeur totale : 11,0 m
- Joint de dilatation transversal situé à 23,7 m de l'extrémité Ouest et 19,9 m de l'extrémité Est.
- Niveau sur radier au droit de l'ouvrage piscicole : -0,40 mNGF.
- Niveau sur radier au droit des pertuis : -0,50 mNGF
- Niveau de fondation : -0,85 mNGF
- Le radier est équipé de bèches en béton sur ses bords côté étangs et côté mer. Ces bèches permettent de limiter les circulations d'eau sous le radier.
- Niveau de fondation des bèches : -2,20 m NGF

### 2.6.4 Pertuis et passes piscicoles

Il y a 18 pertuis de section :  $l \times h = 1,60 \text{ m} \times 1,20 \text{ m}$ . Ils sont séparés par des voiles d'épaisseur 0,40 m. Ces voiles sont équipés de rainures à batardeau de section  $l \times p = 0,20 \text{ m} \times 0,09 \text{ m}$  à l'amont comme à l'aval. Les rainures sont blindées. Les extrémités amont et aval des voiles sont arrondies de manière à faciliter les écoulements au travers des pertuis. Les pertuis sont équipés de vannes plates disposées côté mer. Des réservations du béton 1<sup>ère</sup> phase sont à prévoir pour le scellement des pièces métalliques fixes.

Niveaux :

- Radier : -0,50 mNGF
- Plafond : +0,70 mNGF

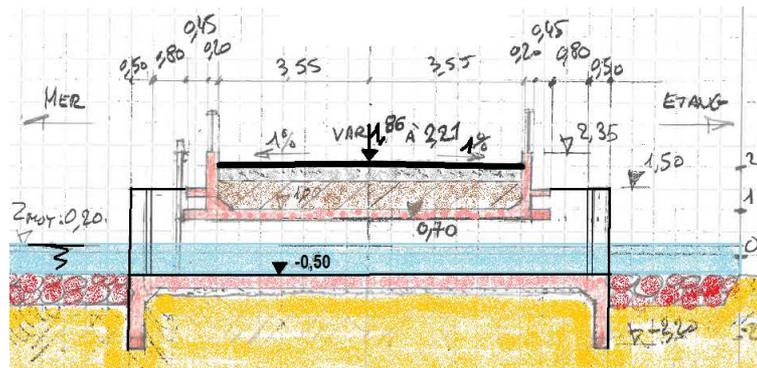
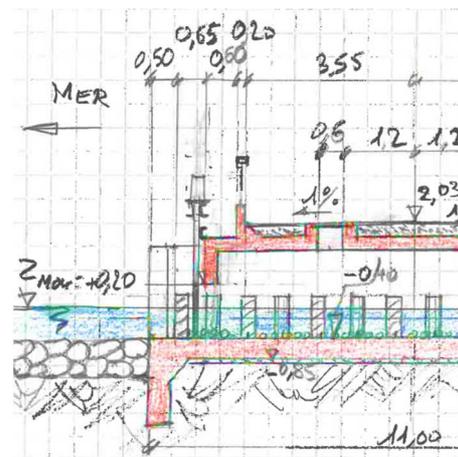


Figure 14 : Profil en long d'une passe du pertuis projeté

Il y a deux passes de franchissement piscicole de section  $l \times h = 3,00 \text{ m} \times 1,85 \text{ m}$ . Elles sont elles aussi séparées par des voiles d'épaisseur 0,40 m, arrondis aux extrémités amont et aval, et équipés de rainures à batardeaux à l'amont et à l'aval. Les pertuis sont équipés de vannes plates disposées côté mer. Des réservations du béton 1<sup>ère</sup> phase sont à prévoir pour le scellement des pièces métalliques fixes. Une retombée de dalle mer permet de limiter la hauteur d'ouverture à 1,10 m.

Niveaux :

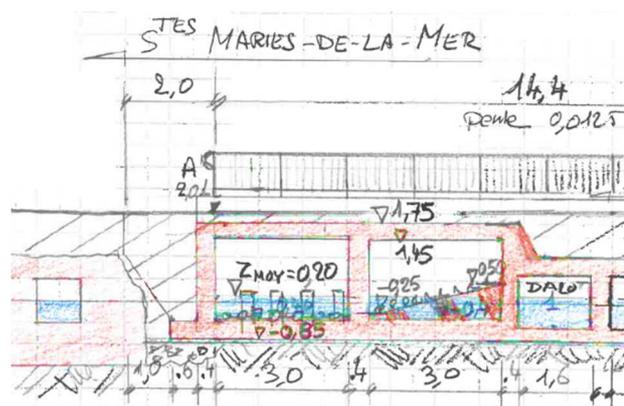
- Radier : -0,40 mNGF
- Plafond : +1,45 mNGF
- Retombée de dalle côté mer : +0,70 mNGF



Les passes à poissons comportent les particularités suivantes :

**Passé côté Ouest :** Cette passe est équipée de 56 macro plots. Ce sont des cylindres Ø300 en béton préfabriqué. Ils sont disposés verticalement et en quinconces. Ils sont arasés à la cote 0,40 mNGF. De plus le sol est couverts d'une couche de 0,10 m de galets scellés à mi-hauteur de manière à obtenir une rugosité de fond propice au déplacement des poissons.

**Passé côté Est :** Cette passe est équipée d'une rampe en dévers en béton armé d'un simple treillis de peau. La génératrice haute est située côté Est, à +0,50 mNGF et la génératrice basse côté Ouest à -0,25 mNGF. Cette rampe est recouverte d'un tapis à picots. Ce tapis est fixé sur la rampe par des ancrages scellés.



Chaque passe est équipée en plafond de deux puits de lumière de dimensions 0,60 m x 0,60 m. Ces puits de lumière favorise le cheminement des poissons. Ils sont situés approximativement au 1/3 et au 2/3 du dalot. Ils sont surmontés par des grilles en fonte de classe de trafic D400.



Figure 15 : Puits de lumière sur les passes à poissons

### 2.6.5 Chaussée

La chaussée est construite sur la dalle de couverture des dalots. Elle est encadré par deux murets en béton armé, d'épaisseur 0,20 m et arasés à la côte 2,35. La largeur entre murets est de 7,1 m, comme pour l'ouvrage existant, ce qui permet le croisement des véhicules.

La chaussée a un profil en travers en toit. Le point haut se situe au milieu et les dévers sont de pentes 1%.

Le profil en long est mesuré en milieu de chaussée. Il est constitué comme suit, de l'Ouest vers l'Est, à partir du nu du voile de soutènement de la première passe piscicole :

- Pente ascendante de 1,25%, de 2,01 mNGF à 2,19 mNGF,
- Cercle de rayon 244 m, de centre situé sous l'ouvrage, sur 6,1 m,
- Pente descendante de 1,25 % de 2,19 mNGF à 1,91 mNGF.

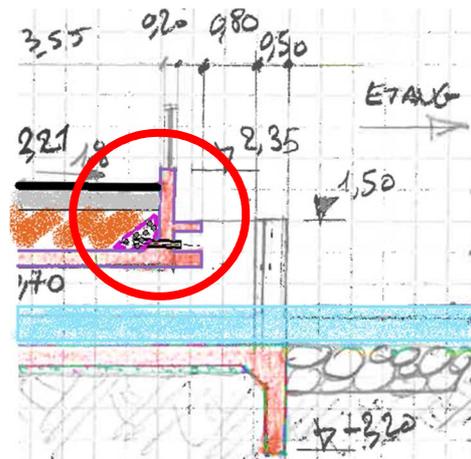
Ce profil en long permet l'évacuation des eaux de pluie vers les extrémités de l'ouvrage.

Le complexe de chaussée est constitué comme suit :

- Remblai d'apport soigneusement compacté de 0,60m à 0,90 m d'épaisseur au droit des dalots de pertuis ;
- Grave non traité GNT0/20 type A épaisseur 0,14 m environ ;

- Grave bitume épaisseur 0,11 m environ ;
- Béton bitumineux BBSG épaisseur 0,06 m.

Le remblai au-dessus des dalots du puits sera équipé d'un système de drainage orienté vers les étangs. Il pourra être constitué d'un amas de grave 10/20 entouré d'une chaussette géotextile et percé de barbacanes Ø80 disposées tous les 6 m.



## 2.6.6 Abords

### ENROCHEMENTS

Le radier sera protégé, côté mer comme côté étangs, par un tapis d'enrochements formant deux bandes d'épaisseur 0,7 m et de largeur 3 m. Les enrochements seront mis en œuvre sur géotextile. Ces enrochements seront raccordés à ceux de protection de la berge Est. Les enrochements pourront être arrêtés contre les rideaux de palplanches des batardeaux provisoires de phases 1 et 2. Pour le batardeau nous avons prévu des palplanches de 9 m de hauteur avec un pied à - 7,00 m NGF Dans ce cas les palplanches seront recépées en fin de chantier au niveau supérieur des enrochements.

### RIDEAUX ANTI-CONTOURNEMENT

Le radier sera bordé à l'Est et à l'Ouest par des rideaux de palplanches qui se prolongeront de 3 m minimum côté mer comme côté étangs. Le radier et ses bèches seront coulés contre le rideau.

Ainsi le trajet des eaux de contournement de l'ouvrage par les berge sera au minimum de

$$L = l_{\text{radier}} + 2 \cdot (0,5 \cdot l_{\text{enroch}}) = 11 + 2 \times (0,5 \times 3) = 14 \text{ m.}$$

Or la différence de niveau d'eau en situation courante est inférieure ou égale à  $\Delta h = +0,70 - (-0,3) = 1,0\text{m}$

Selon la règle le gradient pondéré pour des circulations d'eau horizontales est :

$$i_{\text{pond}} = 3 \frac{\Delta h}{L} = 0,21 < i_{\text{lim}} = 0,45 \text{ (argiles lâches)}$$

Il est à noter que même pour dans la situation extrême où le niveau de la mer atteindrait celui de la chaussée (1,91 m NGF) et le niveau d'eau dans les étangs seraient au niveau moyen (+0,20 m NGF), l'inégalité serait encore vérifiée :

$$i_{\text{pond}} = 3 \frac{\Delta h}{L} = 3 \frac{(1,91 - 0,20)}{14} = 0,37 < i_{\text{lim}} = 0,45 \text{ (argiles lâches)}$$

Cette configuration permet donc d'obtenir un gradient hydraulique acceptable<sup>1</sup>.

Les rideau anti contournement seront recépés selon le niveau supérieur des enrochements et du radier.

#### RENOVATION DES ENTREES/SORTIES DE DALOTS DE LA ROUBINE

Les têtes des deux dalots de refoulement du canal de la Roubine seront réhabilité. Il s'agira de les enserrer dans des voiles de front en béton armé. Tous le talus côté étang sera remis en forme et maintenu par des enrochements maçonnés (comme c'est le cas actuellement). En tête de talus le garde-corps de bord de voie sera remplacé avec sa longrine de fondation.

#### RENOVATION DE L'ARRIVEE DU CHEMIN DE SERVICE DE LA ROUBINE SUR L'OUVRAGE

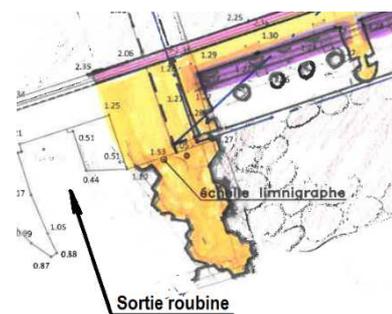
En berge Ouest, côté étangs, le chemin de la Roubine à son arrivée sur l'ouvrage sera refait. Il aura les caractéristiques suivantes :

- Profil en long : pente de 7,5% maximum.
- Largeur utile : 2,5 m.
- Soutènement Est : Rideau de palplanches PU12 avec couronnement béton en tête (section indicative (b x h = 0,7 m x 0,6 m) surmonté d'un garde-corps. Le rideau en palplanches est la prolongation du rideau anti-contournement.
- Soutènement Ouest : Talus en enrochements maçonnées de pente 1<sup>H</sup>/2<sup>V</sup>. Garde-corps en tête fondé sur longrine BA.
- Revêtement : Grave Non Traitée / Sable stabilisé.

#### AMENAGEMENT EN BERGE OUEST COTE MER

Actuellement un musoir en béton sépare le dalot Est de sortie de la station de refoulement du dalot d'extrémité Ouest de l'ouvrage. Se musoir sera déconstruit et reconstruit selon les principes suivants :

- Parois en palplanches en forme de V en plan.
- Remplissage au gros béton (0,5 m mini).
- Arase au niveau 1,26 mNGF.



<sup>1</sup> Pour ce qui est des circulations sous le radier, on rappelle la vérification effectuée en phase DIA :

$$i_{pond} = 0,14 < i_{lim} = 0,45 \text{ (argiles lâches)}$$

### 3. AMÉNAGEMENTS CONNEXES EN AMONT ET AVAL DE L'OUVRAGE

---

#### 3.1 DEPLACEMENT DE L'ÉPI EST

##### 3.1.1 Choix de conception

Les simulations hydrauliques ont conclu sur la nécessité de déplacer l'Epi Est pour permettre l'évacuation du doublement du débit capable du pertuis.

L'épi sera déplacé d'environ 10m afin d'élargir la section hydraulique du Grau de la Fourcade.

Sa longueur actuelle sera conservée. Une question avait été posée quant à la facilitation de l'entrée dans le grau de migrateurs piscicoles qui longeraient le trait de côte, ceci dans la configuration d'un épi Est plus court que l'épi Ouest (ancienne configuration, l'épi Est ayant été rallongé en deuxième phase). Comme expliqué en fin de paragraphe 2.4.1.1, le principal facteur de migration vers le Vaccarès correspond aux phases de vidanges importantes des étangs. Le nombre d'individus qui migrent dans les étangs en suivant la côte est négligeable. Il est de plus à penser que ces poissons longent l'épi et finissent par arriver au débouché du grau.

D'un point de vue sédimentaire, le raccourcissement de l'épi Est n'est pas souhaitable car il engendrera des dépôts de sables plus importants dans la partie aval du grau ce qui va à l'encontre de l'objectif de doublement du débit évacué vers la mer.

L'ouvrage actuel comporte une carapace en enrochements monocouche (une seule couche) et des pentes de talus de 4/3, 4 (horizontale) pour 3 (verticale). Les documents de référence de conception qui répondent aux règles de l'art actuelles (rock manual, Low Cost Rock Structures for Beach Control and Coast Protection, formulations d'Hudson pour la stabilité des talus enrochés, conception et dimensionnement des digues à talus ..... ) n'intègrent pas de dimensionnement de carapace en monocouche mais en bicouche ou tricouche. De même, ces documents limitent une pente de talus maximale à 3(H)/2(V) : la pente actuelle de 4/3 est plus raide et excède les préconisations des règles de l'art.

BRLi a informé au Maître d'Ouvrage du fait que la conception à l'identique de l'ouvrage actuel ne pouvait être justifiée selon les règles de l'art actuelles et qu'il n'est pas possible de s'engager sur la stabilité de l'ouvrage ni sa durée de vie.

Par décision de la Maîtrise d'Ouvrage, l'épi sera reconstruit à l'identique avec la même géométrie et les mêmes granulométrie matériaux. Les matériaux en place constitutifs de l'épi actuel seront réutilisés autant que possible.

##### 3.1.2 Disposition constructives

L'épi sera reconstitué de façon identique à celui existant.

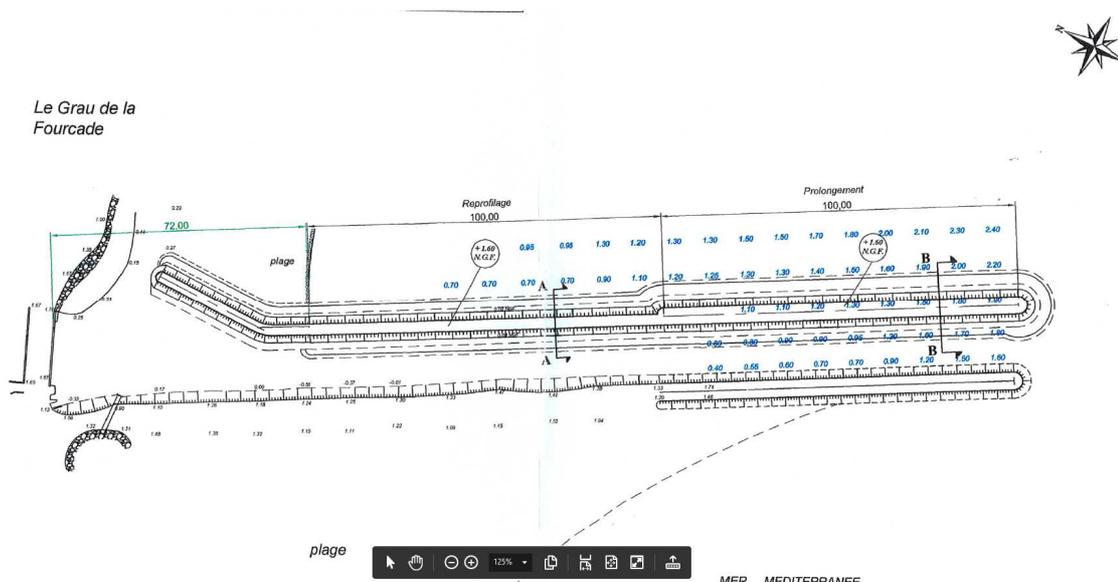


Figure 16 : Plan de l'épi Est (source Services maritimes 13 - avril 2005)

L'ouvrage sera conçu selon deux tronçons de conception distinctes conformément à la configuration actuelle..

Linéaire d'épi attendant au futur pertuis : 180 ml

- Largeur de la crête : 3.20m
- Pente des talus : 4/3
- Dimension des banquettes : largeur 2m, épaisseur 0.80m
- Noyau de l'ouvrage : 100/500kg
- Banquette côté mer et grau : blocs 1T / 2T, épaisseur 0.90m
- Carapace : blocs 2T / 3T

Linéaire d'épi élargi : 100 ml

- Largeur de la crête : 5.00m
- Pente des talus : 4/3
- Dimension des banquettes : largeur 2m, épaisseur 0.80m
- Noyau de l'ouvrage : 100/500kg
- Banquette côté grau : blocs 1T / 2T
- Banquette côté mer : blocs 2T / 3T
- Carapace talus coté grau : blocs 2T / 3T, , épaisseur 0.90m
- Carapace : crête et talus côté mer : 3T / 5T, , épaisseur 1.20m

Un géotextile sera mis en place :

- sur le fond sableux en assise du futur épi
- à l'interface entre le noyau et la carapace.

Il sera de type polypropylène 80 KN \* 80 KN.

### 3.1.3 Volumes

Les plans de masses et coupes de l'ouvrage actuel ne sont pas des plans de récolement. La géométrie réalisée lors de l'exécution des épis a certainement différée en fonction de l'irrégularité du fond qui varient selon les saisons.

Les volumes estimés dans l'épi actuel représentent :

Noyau 100/500kg : 2700 m<sup>3</sup>

Blocs 1T/2T : 470 m<sup>3</sup>

Blocs 2T/3T : 1650 m<sup>3</sup>

Blocs 3T/5T : 2750 m<sup>3</sup>

Il est considéré que 40% des blocs de la carapace et des banquettes ne seront pas réutilisables (friabilité dues aux conditions marines, températures, disparation en partie de blocs des banquettes). Cela représente un volume de 1950 m<sup>3</sup>.

L'ensemble des matériaux réutilisés pourra être stocké sur la plage à l'Est de l'épi objet des travaux.

Les volumes nécessaires au futur épi représentent :

Géotextile : 5 655 m<sup>2</sup>

Noyau 100/500kg : 3850 m<sup>3</sup>

Blocs 1T/2T : 704 m<sup>3</sup>

Blocs 2T/3T : 1870 m<sup>3</sup>

Blocs 3T/5T : 2940 m<sup>3</sup>

L'apport extérieur de blocs, toutes classe de granulométrie confondu, est de l'ordre de 3450 m<sup>3</sup>.

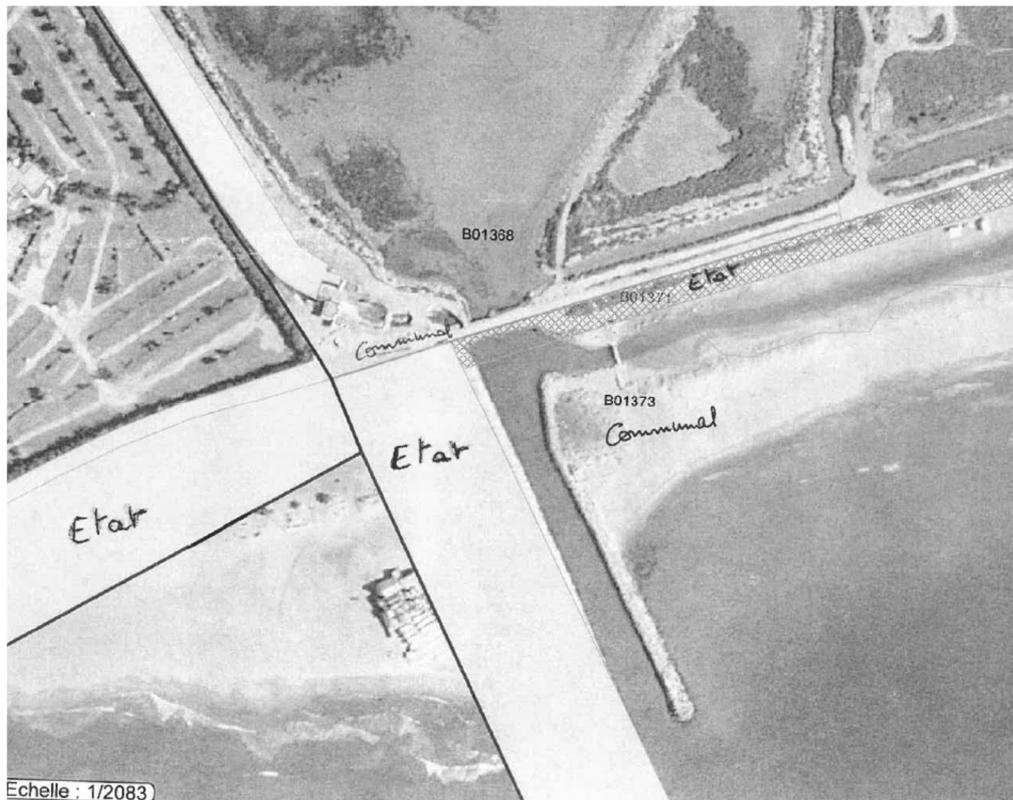
Le volume de matériaux réutilisés est de 5 620 m<sup>3</sup>.

### 3.1.4 Estimations des travaux

Installation/dépli, études d'exécution, bathymétries	80 000 €
Dépose de l'épi	145 000 €
Evacuation en décharge 1950 m <sup>3</sup>	45 000 €
Apport extérieur de blocs	210 000 €
Géotextile	80 000 €
Réalisation du nouvel épi	210 000 €
<b>Total travaux épis</b>	<b>770 000 € HT</b>

### 3.1.5 Impact foncier de l'épi

Le déplacement de l'épi vers l'Est impactera la plage sur une bande de 10 m, aujourd'hui propriété de la commune.



### 3.1.6 Prestations complémentaires

En phase projet, il sera indispensable de faire un relevé bathymétrique afin de connaître l'évolution actuel du fond marin dans l'axe d'implantation du futur épi.

Un relevé des banquettes de l'épi actuel devra être opéré (s'assurer de leur présence sur tout le linéaire, connaître leur profondeur qui peut être variable) ceci afin d'estimer plus précisément les volumes à déposer et susceptibles d'être réutilisés.

## 3.2 REAMENAGEMENT DE L'ENTONNEMENT AMONT RIVE GAUCHE

### 3.2.1 Interventions prévues sur la rive gauche amont

#### 3.2.1.1 Recul de la berge

Le réaménagement de l'entonnement a été défini par les simulations hydrauliques. Il implique un recul de la berge. Le linéaire concerné est de 35m. La vue aérienne ci-après précise l'axe projeté de la berge.



Figure 17 : Reprise de l'entonnement amont rive droite

Le cheminement actuel utilisé par les promeneurs, les cycliste et les cavaliers ne sera impacté.

La végétation en place est principalement de la salicorne.



Figure 18 : photo avec alignement de la future berge en rive droite (prise depuis l'axe du futur pertuis)

La hauteur de la berge sera de l'ordre de 1.30 à 1.40m.

Le fond de l'étang, à une cote de -0.25 m NGF le long de la berge à reculer sur une largeur de l'ordre de 14m, devra être abaissé de 25cm soit à la cote -0.50 m NGF qui correspond au fil d'eau des passes du Pertuis de la Fourcade. La surface à draguer, appréciée sur la base du lidar et du profil en travers réalisé dans le cadre de la présente étude (phase DIA), est de 380 m<sup>2</sup>. Le volume estimé est de 95m<sup>3</sup>. Ces valeurs sont à préciser en phase projet par un levé bathymétrique précis et actualisé.

Le berge sera reculée de l'ordre de 10m. La surface à décaisser, appréciée sur la base du lidar, est de 315 m<sup>2</sup>. Le volume estimé est de 450m<sup>3</sup>. Ces valeurs sont à préciser en phase projet par un levé topographique précis et actualisé.

Entre le pertuis et l'ouvrage de franchissement du canal de la lagune, la berge sera par un rideau de palplanches avec couronnement en béton comme sur la berge opposée.

En amont, la berge sera protégée par un tunage en bois non traités jusqu'à une cote de +0.50 m NGF. La partie haute du talus sera talutée avec une pente de 3/2 et régalande des produits de décapage (zone initialement végétalisée). Une recolonisation par une végétation type salicorne s'opérera à court terme. En cas de crue, le niveau excède la cote de +0.50 M NGF. Les modélisations hydrauliques réalisées en phases DIA et AVP ont permis de qualifier la vitesse qui s'exercera sur la berge. Elle est de l'ordre de 1 m/s (forces d'arrachements de l'ordre de 14 à 15 N/m<sup>2</sup> compatibles avec une protection purement végétale).

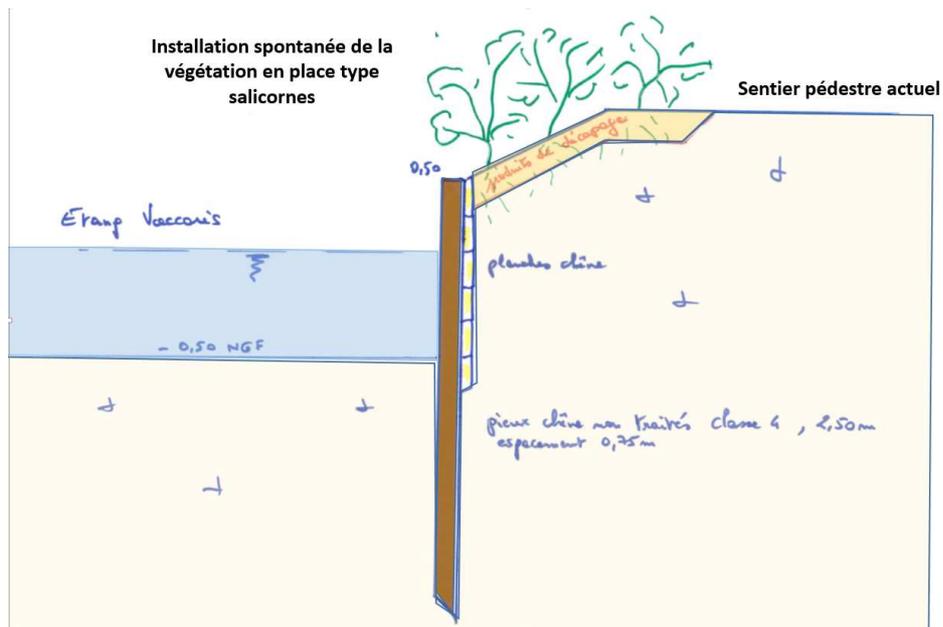


Figure 19 : schéma de principe du soutènement de berge par tunage

Le linéaire ainsi traité est localisé sur la figure page 52.

### 3.2.1.2 Réseau d'eau usées traversant

Un réseau enterré PVC DN200 franchit l'étang en amont du Pertuis de la Fourcade à une distance d'environ 60m de celui-ci. Ce réseau, sous Maitrise d'Ouvrage ACCM, exploité par la SAUR, n'est pas impacté par le travaux selon les plans du concessionnaire. Toutefois, ce dernier a mentionné les incertitudes quant à la connaissance du tracé et de la profondeur de ce réseau.

Une détection du réseau serait à réaliser afin de s'assurer de son réel tracé et de confirmer l'absence d'impact lié au projet.

## 3.2.2 Dispositions en phase travaux

### 3.2.2.1 Devenir des déblais

Les matériaux à retirer sont des sables très argileux contenant du sel. La teneur en eau est élevée. Ils ne pourront être réutilisés comme remblais contigus au génie civil du futur pertuis.

Une analyse des matériaux à extraire en fond d'étang (première couche de 25cm) devra être réalisée afin de s'assurer de l'absence de polluants qui induirait la mise en centre de traitement de classe I ou II.

Ils seront évacués en décharge à moins qu'une zone de stockage définitive soit proposée par la commune si les analyses de sols le permettent.

### 3.2.2.2 Maitrise de la turbidité

Afin d'éviter la création d'un nuage turbide dans l'étang lors du terrassement, un isolement devra être assuré par mise en place temporaire d'un polyane soutenu par pieux bois, ceci sur tout le linéaire concerné.

Le dispositif d'isolement devra être mis en place pour ceinturer la zone du fond devant être abaissé de 25cm. Dans un deuxième temps, il sera déplacé en pied de la berge actuelle lors des terrassements propres à son recul.

Une pêche électrique pourra être imposée dans l'enceinte du dispositif par l'Agence française pour la biodiversité (AFB) dans le but de sauver les espèces aquatiques qui pourraient être ainsi piégées.

## 4. PHASAGE DES TRAVAUX

### 4.1 ORDONNANCEMENT

L'accès au site est restreint, en particulier coté Est du pertuis qui nécessitera des apports importants de matériaux pour le déplacement de l'épi.

Les travaux de construction du pertuis ne pourront être couplés avec le déplacement de l'épi.

#### **1<sup>ère</sup> phase : aménagement des entonnements rive gauche amont et aval, comprenant le déplacement de l'épi Est : durée estimée 7 mois**

Le déplacement de l'épi ne permet pas une dépose et repose directe de l'ouvrage car la base du futur épi se superpose sur l'emprise de l'actuel.

#### **2<sup>ème</sup> phase : construction d'un demi-pertuis Coté Est : durée estimée 6 mois**

Cette phase débute par la démolition de la partie Est du pertuis actuel. La partie Ouest du pertuis est conservée et permettra d'assurer la continuité de la gestion hydraulique des circulation dans l'étang de Vaccarès. La construction s'effectue à l'abri d'un batardeau en palplanches auto stables de dimensions 35,6 m x 17 m.

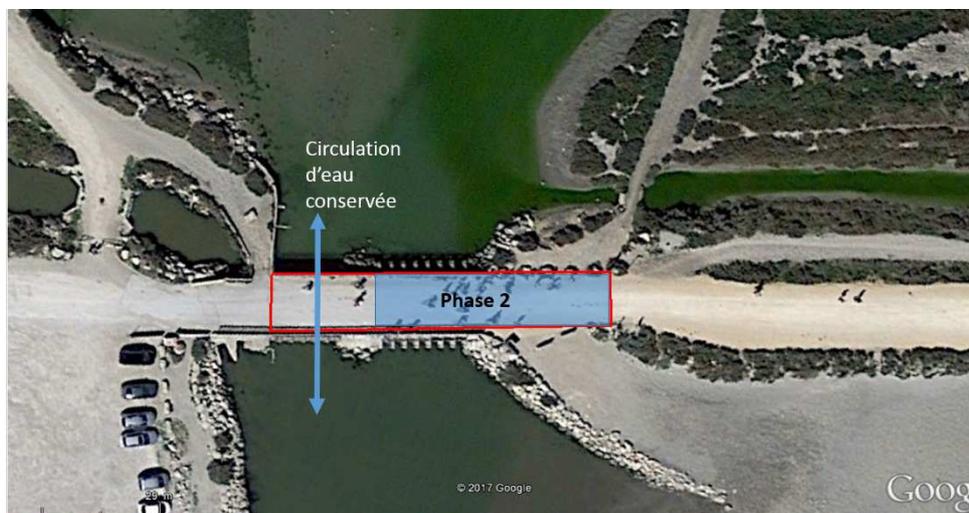


Figure 20 : Phase 2 des travaux : construction du pertuis coté Est

#### **3<sup>ème</sup> phase : démolition du pertuis actuel et construction du pertuis final ((partie Ouest): durée estimée 4 mois**

Cette phase 3 inclue le dispositif de franchissement piscicole, l'entonnement amont rive gauche et la reprises des têtes des dalots du canal de l'Eolieenne. La construction s'effectue à l'abri d'un batardeau en palplanches auto stables de dimensions 13 m x 17 m.



Figure 21 : Phase 3 des travaux : construction du pertuis coté Ouest

## 4.2 CONTINUITÉ DE L'ACCÈS À LA DIGUE À LA MER

La continuité de la voie sur la digue à la mer sera assurée pendant les travaux pour les véhicules de secours et les usagers autorisés. Deux possibilités ont été envisagées.

### SOLUTION 1

La première solution consiste à construire un passage busé en remblais côté étangs.

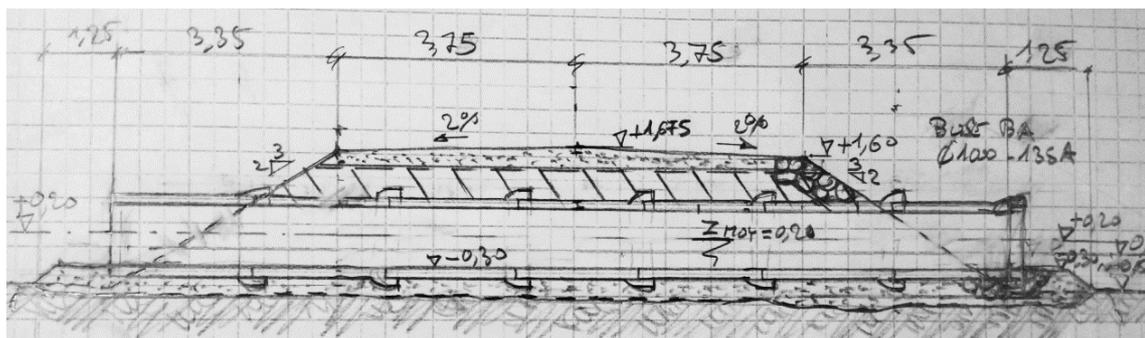


Figure 22 - Coupe transversale courante sur déviation provisoire - solution 1

La déviation a les caractéristiques suivantes :

- Ouvrage situé côté étangs .
- Plateforme en remblais de 82 m de long et 7,5 m de large au niveau 1,675 mNGF, apte à la circulation de toutes charges civiles, notamment le porte-char de 40 t.
- Revêtement de chaussée en GNT0/31,5 épaisseur 0,15 m.

- Talus à 2/3. Le talus côté étangs est protégé par un couches d'enrochements de classe 5/40 d'épaisseur 0,40 m.
- Mis en œuvre d'un géotextile en assise de digue, sous les enrochements et sous le revêtement de chaussée.
- Mise en œuvre de 16 buses DN1000 classe 135 A , axes au niveau +0,20 mNGF, pour assurer une section hydraulique équivalente à celle du demi-pertuis Ouest existant (seule partie utilisée actuellement) pour les niveaux  $\geq 0,20$  mNGF. Une buse supplémentaire DN1000 sera aussi prévue pour le rétablissement du fossé côté le long de la digue à la mer, à l'Ouest de l'ouvrage.

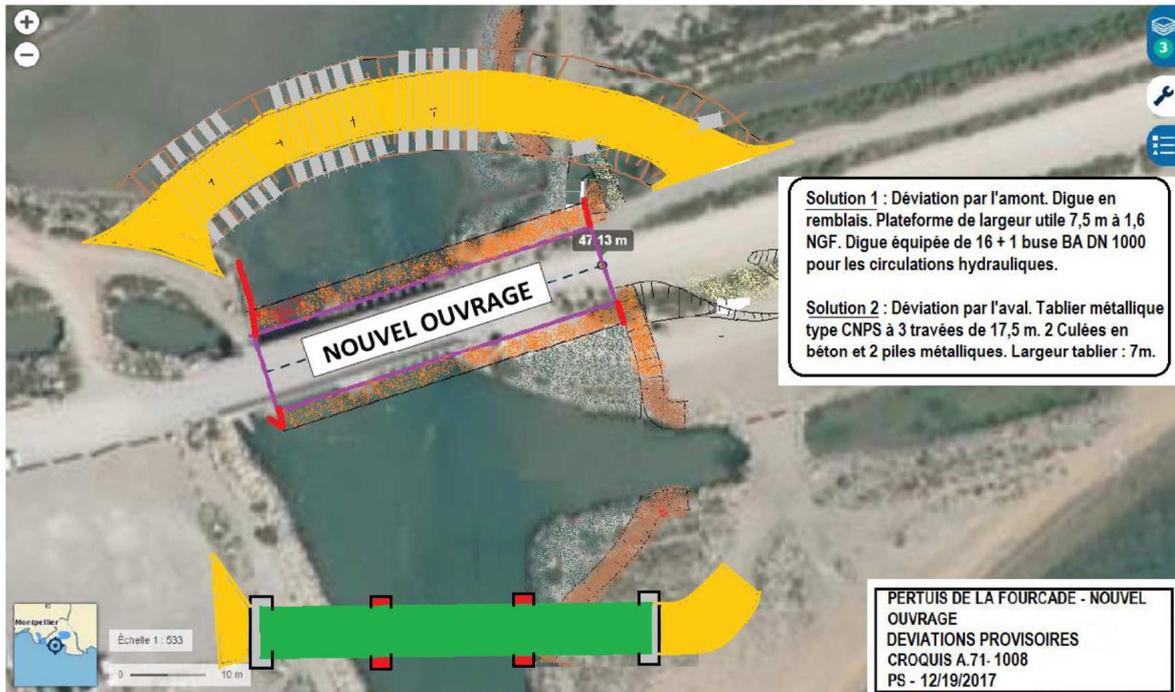


Figure 23 - Implantation des deux solutions de déviations provisoires

## SOLUTION 2

Il s'agit d'un pont métallique à construire côté étang à partir de l'angle aval du parking Est.

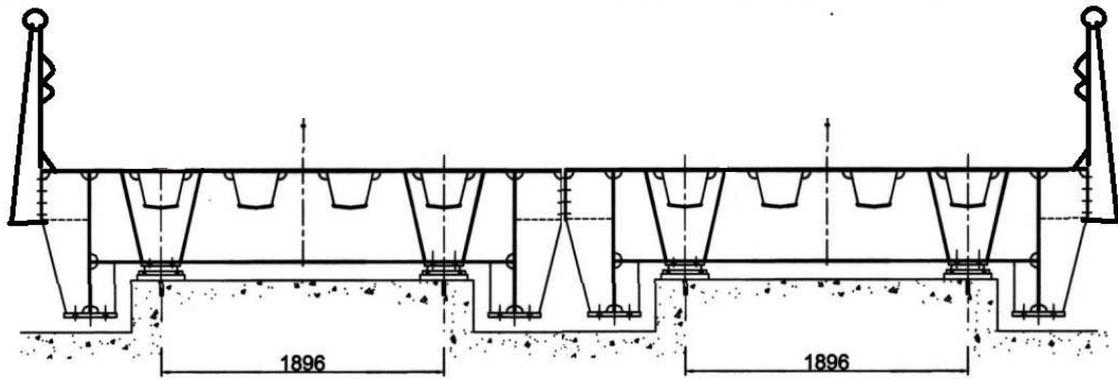


Figure 24 - Coupe transversale courante sur déviation provisoire - solution 2

La déviation a les caractéristiques suivantes :

- Ouvrage situé côté mer .
- Tablier métallique du centre national des ponts de secours (CNPS) de 52 m de long en trois travées de 17,33 m et 6,6 m de large au niveau 2,0 mNGF, apte à la circulation des charges civiles, notamment le porte-char de 40 t.
- Deux culées en béton armé ;
- Deux piles métalliques constituées de pieux  $\varnothing 600$ , d'une traverse en profilé du commerce et de jambes de forces.
- Remblais d'accès à l'ouvrage aux deux extrémités.

#### COMPARATIF DES SOLUTIONS

Nous donnons ci-après un tableau comparatif des deux solutions.

Critères	Solution 1 Passage busé côté étangs		Solution 2 Pont métallique côté mer	
1 - Facilité de mise en œuvre	Très facile	++	Nécessite un délais de mise en œuvre d'environ 2 mois. Culées en béton à construire puis à évacuer. Pieux à battre dans le grau.	0
2 - Impact sur la faune et la flore	A évaluer. Peut être non négligeable	-	Faible	+
3 - Impact sur les circulations hydrauliques	Faible	+	Très faible	++
4 - Qualité du service	Bonne. Seul l'accès est compliqué depuis le chemin de la roubine	+	Bonne mais le franchissement du pont pourrait effrayer les chevaux.	+
5 - Gène pour les travaux	Faible	0	Faible	0
6 - Prix	175 k€HT	0	300 k€HT pour 1 an (plus si retard de travaux)	--
<b>Total</b>		<b>3+</b>		<b>1+</b>

Tableau 10 : tableau comparatif des solutions de déviations provisoires

La solution 1 apparait meilleures du fait de sa facilité de mise en œuvre et de son coût nettement plus faible. En revanche l'impact écologique de cette solution est à évaluer.

Les études de projet détailleront la conception de la déviation provisoire en concertation avec la commune des Saintes-Maries-de-la-Mer.

### 4.3 DELAIS

Les différentes phases, détaillées au paragraphe 4.1 Ordonnancement, ne peuvent être réalisées de façon concomitante. La durée totale des travaux est de 7 mois + 6 mois + 4 mois = 17 mois

## 5. CHIFFRAGE

Le montant d'investissements des aménagements est synthétisé ci-après

<b>Investissements</b>	
postes	Montant € HT
nouveau pertuis	1 555 000.00
déviations travaux pertuis (2)	175 000.00
Vannes, automatisation (1)	340 000.00
épi	770 000.00
entonnement amont rive droite yc rampe plage	48 000.00
<b>total brut euros H.T.</b>	<b>2 888 000.00</b>
divers et imprévus 10%	288 800.00
Maîtrise d'œuvre	200 000.00
<b>total opération euros H.T.</b>	<b>3 376 800.00</b>
<b>T.V.A. 20.00%</b>	<b>675 360.00</b>
<b>total opération euros T.T.C.</b>	<b>4 052 160.00</b>
(1) automatisation de 4 pertuis + passes à poissons	
Plus value automatisation 12 pertuis	33 000.00 €
Plus value automatisation 18 pertuis	65 500.00 €
Plus value ajout de 2 vannes en amont des passes à poissons	34 800.00 €
(2) déviation par l'étang	
Plus value déviation par le Grau (pont métallique)	125 000.00 €

La part liée à l'entretien, la maintenance et le suivi est détaillée ci-après sur une année d'exploitation.

<b>coûts d'entretien, de maintenance et de suivi</b>		Montant € HT/an	
postes	Unité	6 pertuis + 2 passes poissons motorisés	18 pertuis + 2 passes poissons motorisés
interventions sur les épis Est et Ouest	forfait	15 000.00	15 000.00
génie civil	0.40%	7 612.01	7 612.01
vantellerie	1.80%	5 274.72	5 274.72
équipement électrique, moteurs, contrôle commande	3.60%	2 415.60	4 791.60
tapis picot de la passe à poisson	forfait	900.00	900.00
contrôle technique de l'ouvrage 1fois/an, passes à poissons, graissage des vannes	forfait	2 000.00	2 000.00
désensablement des pertuis, passes (1 fois/an)	forfait	2 300.00	2 300.00
visite de routine passes à poissons 2fois/mois	forfait	3 600.00	3 600.00
<b>total coûts d'entretien, de maintenance et de suivi en € HT</b>		<b>39 102.33</b>	<b>41 478.33</b>

# ANNEXES

# 1. Levés topographique et bathymétriques

## 2. Etude géotechnique Fondasol

### **3. Pièces graphiques de aménagement projetés**

## 4. Estimations